

PROYEK AKHIR - RC09-0342

PERENCANAAN DAN PERHITUNGAN ULANG SALURAN DRAINASE KALI PUCANGAN, KOTA SIDOARJO, JAWA TIMUR

RENDY WAHYUDI
NRP 3109030085

Dosen Pembimbing
Ir. EDY SUMIRMAN, MT
NIP:19582121 98701 1 001

PROGRAM STUDI DIPLOMA III TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016



PROYEK AKHIR - RC09-0342

PERENCANAAN DAN PERHITUNGAN ULANG SALURAN DRAINASE KALI PUCANGAN, KOTA SIDOARJO, JAWA TIMUR

RENDY WAHYUDI
NRP 3109030085

Dosen Pembimbing
Ir. EDY SUMIRMAN, MT
NIP:19582121 98701 1 001

PROGRAM STUDI DIPLOMA III TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016

FINAL PROJECT - RC09-0342

PLANNING AND CALCULATION OF DRAINAGE CHANNELS REPEAT TIMES PUCANGAN, SIDOARJO CITY, EAST JAVA

RENDY WAHYUDI
NRP 3109030085

Academic Supervisor
Ir. EDY SUMIRMAN, MT
NIP:19582121 98701 1 001

DEPARTEMENT OF DIPLOMA III CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
SepuluhNopember Institute of Technology
Surabaya 2016



FINAL PROJECT - RC09-0342

**PLANNING AND CALCULATION OF DRAINAGE
CHANNELS REPEAT TIMES PUCANGAN, SIDOARJO
CITY, EAST JAVA**

RENDY WAHYUDI
NRP 3109030085

Academic Supervisor
Ir. EDY SUMIRMAN, MT
NIP:19582121 98701 1 001

DEPARTEMENT OF DIPLOMA III CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
SepuluhNopember Institute of Technology
Surabaya 2016

LEMBAR PENGESAHAN

PERENCANAAN DAN PERHITUNGAN ULANG SALURAN DRAINASE KALI PUCANGAN, KOTA

SIDOARJO, JAWA TIMUR

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Ahli Madya
Pada

Program Studi Diploma III Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

Mahasiswa


RENDY WAHYUDI

NRP 3109030085

Disetujui oleh Dosen Pembimbing Proyek Akhir
Surabaya, Februari 2016

Ir. EDY SUMIRMAN, MT

NIP: 19582121 98701 1-001

PERENCANAAN DAN PERHITUNGAN ULANG SALURAN DRAINASE KALI PUCANGAN, SIDOARJO, JAWA TIMUR

Nama Mahasiswa
NRP
Dosen Pembimbing
NIP

:Rendy Wahyudi
: 3109030085
: Ir. Edy Sumirman, MT
: 1958212 9870 1 001

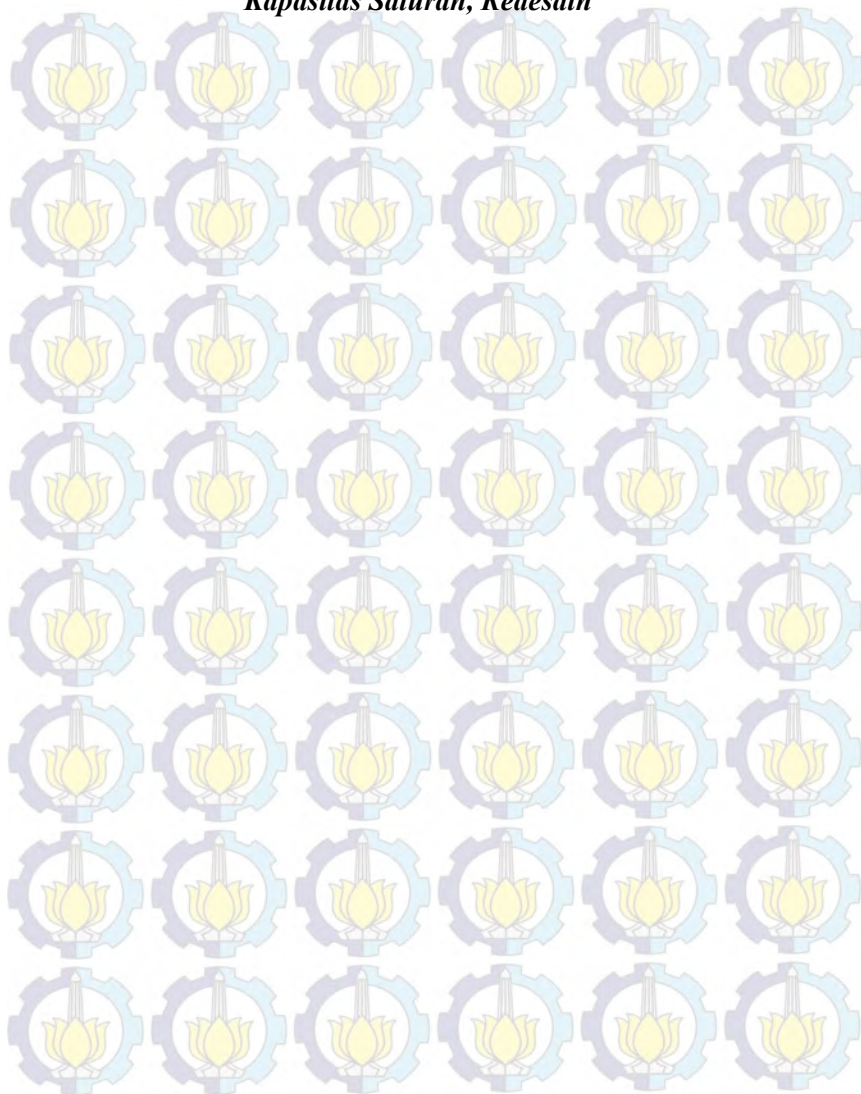
ABSTRAK

Perencanaan dan perhitungan ulang saluran drainase Kali Pucangan dimaksudkan untuk mengendalikan debit dari dalam kawasan Kali Pucangan agar tidak terjadi banjir baik di dalam ataupun pada saluran Kali Pucangan.

Hasil dari perhitungan debit rencana adalah, debit pada saluran kali Pucangan besarnya 88,278 m³/deik. Untuk mengetahui apakah Kali Pucangan mampu menampung Debit Rencana.Perhitungan kapasitas saluran dilakukan dengan menggunakan cara *Fullbank Capacity*.

Berdasarkan hasil perhitungan, kapasitas saluran di wilayah Pucangan tidak bias menampung debit yang melimpas. Sehingga perlu dilakukan redesain saluran. Redesain saluran dilakukan dengan memperlebar kapasitas saluran.

**Kata kunci : “*Perencanaan Ulang, Debit Rencana,
Kapasitas Saluran, Redesain*”**



REPLANNING AND RECALCULATION DRAINAGE PUCANGAN RIVER, SIDOARJO, EAST JAVA

Name Of Student : Rendy Wahyudi
NRP : 3109030085
Academic Supervisor : Ir. Edy Sumirman, MT
NIP : 19581212 198701 1 001

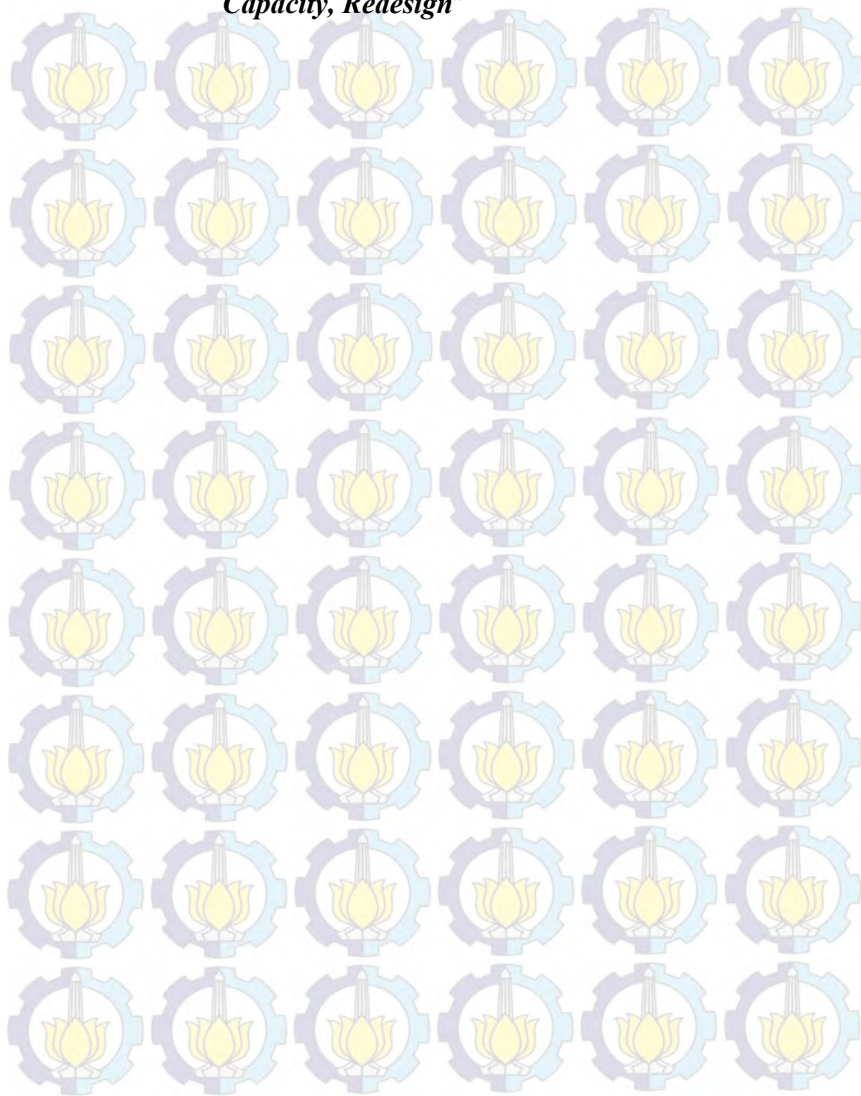
ABSTRAC

Planning and recalculation drainage pucangan river, intended to control the flow of the river area in order to prevent flooding either in the region or pucangan river.

The result of the calculation are the planned discharge in the river pucangan river is 88,186 m³/sec. to discharge plan capacity calculations done using fullbank capacity.

Based on the result of the calculation, the channel capacity in the pucangan region can't accommodate the overflow discharge . so it's necessary to redesign the channel. Redesign of channels carried by widening the channel capacity

Keyword : “*Replanning, Sidcharge Plan, Channel Capacity, Redesign*”



KATA PENGANTAR

Alhamdulillahirabbil' alamin

Dengan mengucapkan puji syukur kehadirat Allah SWT, atas berkat dan rahmat-Nya, penyusun dapat menyelesaikan laporan proyek akhir yang berjudul Perencanaan dan Perhitungan ulang Saluran Drainase Kali Pucangan Kota Sidoarjo, Jawa Timur.

Proyek akhir ini merupakan salah satu syarat untuk menyelesaikan studi kami di Program Studi Diploma 3 Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Laporan proyek akhir ini bisa terwujud berkat bimbingan, saran-saran, serta bantuan dari berbagai pihak. Untuk itu pada kesempatan ini perkenankanlah penyusun menyampaikan terimakasih dan penghargaan kepada:

1. Bapak Ir. M. Sigit Darmawan, M.Eng.Sc., PhD. selaku Kepala Program Studi Diploma 3 Teknik Sipil FTSP-ITS.
2. Bapak Ir. Edy Sumirman, MT, selaku dosen pembimbing kami.
3. Bapak Raden Buyung Anugraha Affandhie, ST., MT. selaku dosen wali kami.
4. Kedua orang tua kami yang selalu mendukung dan memberikan do'a.
5. Bapak Ibu Dosen dan Karyawan Prodi D3 Teknik Sipil FTSP-ITS.
6. Teman-teman yang selalu membantu dan memberikan dukungan kepada kami.

Semua pihak yang tidak bisa kami sebutkan satu persatu yang telah membantu penyusun dalam menyelesaikan laporan proyek akhir ini.

Surabaya, Februari 2016

Penyusun

DAFTAR ISI

Halaman Judul

Lembar Pengesahan i

Abstrak iii

Abstrac v

Kata Pengantar vii

Daftar Isi ix

Daftar Gambar xiii

Daftar Tabel xv

BAB I PENDAHULUAN (1-4)

1.1 Latar Belakang 1

1.2 Maksud Dan Tujuan 1

1.3 Peta Lokasi 3

BAB II DATA PENUNJANG DAN

TINJAUAN PUSTAKA (5-30)

2.1 Data Penunjang 5

2.1.1 Perencanaan Sistem
& Prinsip-prinsip Pengaliran 5

2.1.2 Data Aliran
& Kecepatan Aliran 5

2.2	TinjauanPustaka	6
-----	-----------------------	---

2.2.1	AnalisaHidrologi.....	6
-------	-----------------------	---

2.2.1.1	CurahHujanMaksimumHarian	7
---------	--------------------------------	---

2.2.1.2	AnalisaFrekuensi.....	9
---------	-----------------------	---

2.2.1.3	UjiDistribusi.....	13
---------	--------------------	----

2.2.1.4	KoefisienPengaliran.....	18
---------	--------------------------	----

2.2.1.5	IntensitasCurahHujan.....	19
---------	---------------------------	----

2.2.1.7	Debit BanjirRencana.....	23
---------	--------------------------	----

2.2.2	AnalisaHidrolika.....	27
-------	-----------------------	----

2.2.2.1	PerencanaanSaluran.....	27
---------	-------------------------	----

BAB III METODOLOGI.....(31-34)

3.1	Persiapan.....	31
-----	----------------	----

3.2	Pengumpulan Data.....	31
-----	-----------------------	----

3.3	Pengolahan Data.....	32
-----	----------------------	----

3.4	Pemecahan Masalah.....	32
-----	------------------------	----

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN...(35-64)

4.1	AnalisaHidrologi.....	35
-----	-----------------------	----

4.1.1	Hujan rata –rata.....	35
-------	-----------------------	----

4.1.2	AnalisaFrekuensi.....	37
-------	-----------------------	----

4.1.2.1	Metode Distribusi Log Pearson	
	Type III.....	40
4.1.3	Uji Kesesuaian Distribusi	
	Frekuensi.....	41
4.1.3.1	Uji Chi Square	
	(Chi Kuadrat).....	42
4.1.3.2	Perhitungan Chi – Kuadrat	
	dengan Metode Log Pearson	
	Type III.....	42
4.1.3.3	Uji Smirnov – Kolmogorov.....	44
4.1.3.4	Perhitungan Tata Guna	
	Lahan	45
4.1.3.5	Distribusi Hujan	
	Jam – jaman.....	46
4.1.4	Perhitungan Debit Banjir	
	Rencana.....	48
4.1.4.1	Perhitungan Unit	
	Hidrograf Seluruh DAS.....	48
4.2	Analisa Hidrolika.....	52

4.3 Perbandingan Kapasitas Saluran Dengan

	Debit Banjir.....	57
4.4	Pemecahan Masalah.....	59

BAB V KESIMPULAN

DAN SARAN.....(65-66)

5.1	Kesimpulan.....	65
5.2	Saran.....	66

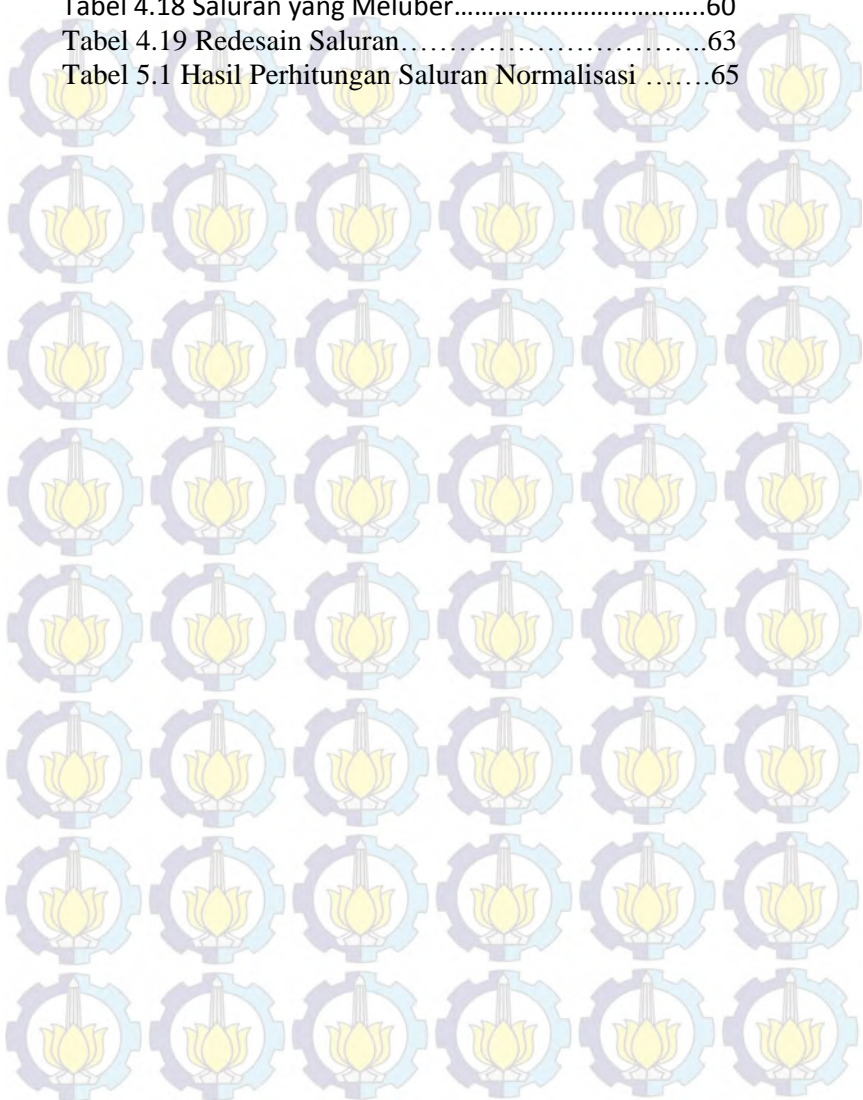
DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Lokasi DAS Pucangan.....	3
Gambar 2.1 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu	26
Gambar 3.1 Flowchart Kegiatan	33
Gambar 4.1 Grafik hidrograf Nakayasu.....	52
Gambar 4.2 Gambar Penampang Exsisting Saluran.....	53
Gambar 4.3 Gambar Penampang Saluran Exsisting Normalisasi.....	61

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Tabel Distribusi Chi – Kuadrat.....	15
Tabel 2.2 Tabel Distribusi Uji Smirnov Kolmogorov.....	18
Tabel 2.3 Tabel koefisien pengalran (C).....	19
Tabel 2.4 Tabel Koefisien Manning (n).....	29
Tabel 4.1 Data Curah Hujan Maksimum Tahunan....	36
Tabel 4.2 Perhitungan Parameter Dasar Statistik Hujan.....	37
Tabel 4.3 Perhitungan Parameter Distribusi Log Pearson Type III.....	40
Tabel 4.4 Perhitungan Distribusi Log Pearson Type III	41
Tabel 4.5 Hasil Perhitungan Chi Kuadrat Metode Log Pearson Type III.....	43
Tabel 4.6 Hasil Perhitungan Uji Smirnov – Kolmogorov Metode Log Pearson Type III.....	44
Tabel 4.7 Nilai Koefisien Pengaliran Gabungan Berdasarkan Tata Guna Lahan Eksisting Di DAS Pucang.....	45
Tabel 4.8 Distribusi Hujan Efektif.....	47
Tabel 4.9 Perhitungan Curah Hujan Efektif.....	47
Tabel 4.10 Curah Hujan Efektif Jam – Jaman.....	48
Tabel 4.11 Kurva naik ($0 < t < T_p$) atau ($0 < t < 2$)....	49
Tabel 4.12 Kurvaturun ($T_p < t < T_p + T_{0.3}$) atau (2 jam $< t < 6,135$ jam)....	49
Tabel 4.13 Kurva turun ($T_p + T_{0.3} < t < T_p + T_{0.3}$ + $1.5T_{0.3}$) atau ($6,135 < t < 12,337$).....	49
Tabel 4.14 Kurva turun ($T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3}$).....	50
Tabel 4.15 Perhitungan Unit Hidrograf Periode Ulang 10 Tahun	51
Tabel 4.16 Perhitungan Kapasitas Saluran.....	55
Tabel 4.17 Perbandingan Kapasitas Saluran Dengan	

Debit Banjir.....	58
Tabel 4.18 Saluran yang Meluber.....	60
Tabel 4.19 Redesain Saluran.....	63
Tabel 5.1 Hasil Perhitungan Saluran Normalisasi	65



DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1. Das Pucangan

Lampiran 2. Potongan Cross Section Existing vs Redesign

Lampiran 3. Potongan Long Section

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Latar belakang dari pekerjaan DAS Pucangan selain disebabkan oleh adanya banjir disekitar wilayah pendopo Kabupaten Sidoarjo yang merupakan pusat pemerintahan dan pusat kota yang sarat dengan kegiatan masyarakat ditambah lagi di daerah tersebut juga merupakan daerah pendidikan (SD Negeri Pucang) dan juga pusat perekonomian. Adanya banjir tentunya akan meresahkan semua lapisan masyarakat, sekolah terpaksa diliburkan karena halamannya tergenang banjir. Lalu-lintas macet sehingga mengganggu aktifitas pekerjaan masyarakat yang tentunya berimbas pada penurunan perekonomian serta akibat lainnya seperti meningkatnya tindak kejahatan saat banjir dan juga penurunan kesehatan masyarakat.

Melihat latar belakang tersebut maka tepatlah bila dilakukan penataan dan perhitungan ulang saluran DAS Pucangan untuk mengatasi banjir di wilayah DAS Pucang, selain itu banyaknya tanggul kritis di sepanjang Sungai Pucangan di sebelah selatan Jl. Mayjend Sungkono atau lingkaran barat. Jalan lingkaran barat ini merupakan jalan arteri yang cukup padat lalu lintasnya, dengan adanya longsor tanggul Sungai Pucang tentunya akan membuat khawatir pengguna jalan. Perlu adanya perbaikan tanggul saluran yang mengalami longsor maupun yang rusak oleh sebab lainnya, sehingga problema tersebut juga merupakan Salah satu yang melatar belakangi dilakukannyapenataan dan perhitungan ulang saluran DAS Pucangan.

1.2. Rumusan Masalah

Terdapat beberapa permasalahan yang akan dibahas dalam proyek akhir kami, yaitu :

1. Berapa debit rencana di Kali Pucangan ?
2. Berapa kapasitas saluran existing ?
3. Bagaimana menanggulangi genangan banjir di wilayah Kali Pucangan ?

1.3. Tujuan

Tujuan yang akan dibahas dalam proyek akhir kami, yaitu :

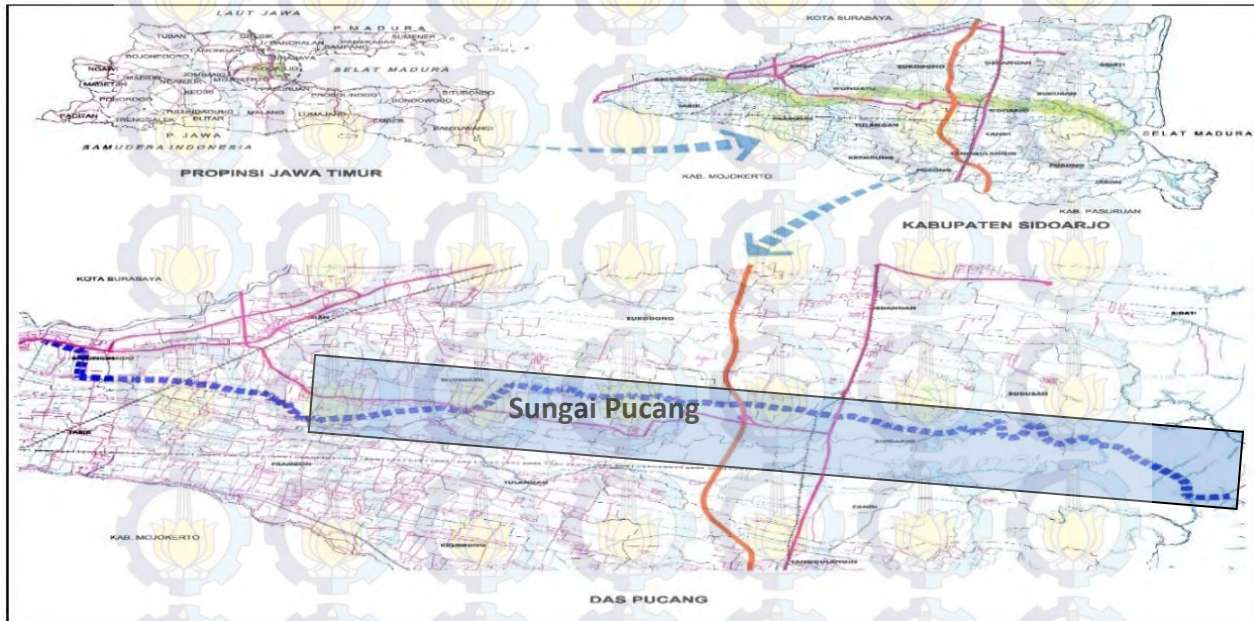
1. Menghitung debit rencana DAS di Kali Pucangan
2. Menghitung kapasitas saluran existing.
3. Mencari solusi untuk penanggulangan banjir

1.4. Batasan Masalah

Mengingat luasnya bidang kajian dalam penyusunan Laporan Proyek Akhir ini, serta keterbatasan waktu, dan ilmu yang di kuasai, maka pembahasan diberikan batasan masalah sebagai berikut :

- Menghitung besar limpasan debit yang terjadi di area DAS Kali Pucangan
- Menghitung besar kapasitas saluran maksimum di seluruh area DAS Kali Pucangan
- Mencari Solusi yang sesuai untuk saluran yang meluber pada hasil perhitungan.
- Debit air limbah/air kotor tidak dihitung

1.5. Peta Lokasi



Gambar1.1 Lokasi DAS PUCANGAN



BAB II

DATA PENUNJANG DAN TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Data Penunjang

2.1.1 Perencanaan Sistem dan prinsip - prinsip pengaliran

Sistem jaringan drainase yang akan dikembangkan didasarkan pada karakteristik fisik daerah perencanaan seperti, jaringan jalan, jaringan irigasi, dan prasarana lainnya.

Prinsip pokok dari perencanaan sistem drainase yang ada sedapat mungkin memanfaatkan jalur drainase alamiah sebagai badan air penerima. Adapun beberapa kaidah pengaliran sebagai berikut :

- Saluran sebesar mungkin memberikan pengurangan debit limpasan melalui proses infiltrasi, untuk mengendalikan besarnya profil saluran.
- Kecepatan aliran tidak boleh terlalu besar agar tidak terjadi penggerusan demikian pula tidak boleh terlalu kecil agar tidak terjadi pengendapan / pendangkalan.

2.1.2 Data Aliran dan kecepatan aliran

Data aliran daerah perencanaan diperlukan untuk mengetahui volume aliran yang akan dibuang melalui sistem drainase yang direncanakan sampai kesaluran utama. Pengamatan tinggi muka air dan pengukuran debit adalah data yang diperlukan untuk analisa.

Kecepatan aliran berpengaruh langsung terhadap stabilitas saluran dan sedimentasi yang mungkin terjadi. Pada umumnya saluran drainase dalam pelaksanaannya mungkin tanpa pasangan, sehingga tidak stabil terhadap kecepatan aliran tinggi. Oleh karena itu dalam perencanaan saluran tanah perlu dibatasi kecepatan alirannya, sesuai dengan karakteristik materialnya.

Untuk kecepatan aliran yang relatif kecil dapat pula menyebabkan sedimentasi pada dasar saluran, sehingga untuk perencanaan saluran tanah kecepatannya dapat diatur sedemikian rupa sehingga tidak terjadi sedimentasi dan aman terhadap stabilitas tanahnya. Batasan – batasan yang telah ditentukan :

- Kecepatan maksimum : 2.50 m/dt (pasangan) dan 0.75 m/dt (tanpa pasangan).
- Kecepatan minimum : 0.90 m/dt (pasangan) dan 0.45 m/dt (tanpa pasangan).

Jika kecepatan saluran melebihi dari ketentuan-ketentuan diatas, maka saluran perlu diberi lapisan pengeras atau diganti dengan pasangan sehingga dapat mencapai kecepatan aliran maksimum pada saluran tersebut.

2.2. Tinjauan Pustaka

2.2.1 Analisa Hidrologi

Analisa hidrologi merupakan analisa awal dalam perencanaan konstruksi bangunan air untuk mengetahui besarnya debit yang akan dialirkan sehingga dapat ditentukan dimensi bangunan air tersebut secara ekonomis. Besar debit yang dipakai.

sebagai dasar perencanaan adalah debit rancangan yang didapat dari penjumlahan debit hujan rencana pada periode ulang tertentu dengan debit air limbah dari daerah tersebut. Debit banjir rencana tidak boleh terlalu besar untuk menghindari luapan air yang dapat menimbulkan kerusakan pada bangunan akibat adanya banjir yang lebih besar dari banjir rencana, dan menyebabkan ukuran bangunan terlalu besar dan tidak ekonomis.

Penetapan besarnya banjir rencana memang merupakan masalah pertimbangan hidro-ekonomis. Untuk memperkirakan besarnya banjir rencana yang sesuai, pengetahuan analisa hidrologi mempunyai peranan penting. Dalam perhitungan dapat digunakan data debit pada suatu sungai atau saluran atau data curah hujan yang akan nantinya akan diolah debit rencananya.

2.2.1.1. Analisa Curah Hujan

Curah hujan yang diperlukan untuk suatu rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata diseluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan di suatu titik tertentu. Curah hujan ini disebut curah hujan wilayah atau daerah yang dinyatakan dalam (mm). Ada beberapa metode yang dapat digunakan dan dalam perhitungan curah hujan rata-rata harian daerah digunakan sebagai berikut :

Metode Polygon Thiessen

Metode Polygon Thiessen juga dikenal sebagai metode rata-rata timbang (*weighted mean*). Dengan memberikan porsi luasan tiap daerah

pengaruh terhadap stasiun hujan untuk mengakomodasikan ketidakseragaman jarak. Daerah pengaruh dibentuk dengan menggambarkan garis-garis sumbu tegak lurus terhadap garis penghubung antara dua stasiun hujan terdekat. Diasumsikan bahwa variasi hujan antar stasiun hujan yang satu dengan lainnya adalah linier dan bahwa sembarang pos dianggap dapat mewakili kawasan tersebut.

Prosedur penerapan metode ini meliputi langkah-langkah sebagai berikut :

- Lokasi stasiun hujan diplot pada peta DAS. Antar stasiun hujan dibuat garis lurus penghubung.
- Tarik garis tegak lurus di tengah-tengah tiap garis penghubung sedemikian rupa, sehingga membentuk *polygon*. Semua titik dalam satu *polygon* akan mempunyai jarak terdekat dengan stasiun hujan yang ada di dalamnya dibandingkan dengan jarak terhadap stasiun hujan lainnya. Selanjutnya curah hujan pada pos tersebut dianggap representasi hujan pada kawasan dalam *polygon* yang bersangkutan.
- Luas areal pada tiap-tiap *polygon* dapat diukur dengan planimeter dan luas total DAS dapat diketahui dengan menjumlah semua luasan *polygon*.
- Hujan rata-rata DAS dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$P = \frac{P_1.A_1 + P_2.A_2 + \dots + P_n.A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \dots \dots \dots (2.2)$$

Dimana :

- P_1, P_2, \dots, P_n = curah hujan tercatat di stasiun hujan
 $1, 2, \dots, n$
 A_1, A_2, \dots, A_n = luas area *polygon* 1, 2, ..., n
 n = banyaknya stasiun hujan

2.2.1.2. Analisa Frekuensi

Analisa frekuensi adalah analisa mengenai pengulangan suatu kejadian untuk menetapkan besarnya hujan atau debit periode ulang tertentu dengan menggunakan metode perhitungan statistik, atau dengan kata lain sebelum menentukan distribusi yang akan digunakan dalam menghitung hujan rencana maka perlu dilakukan analisa frekuensi.

Periode ulang (return period) diartikan sebagai waktu yang diduga, dimana hujan atau debit dengan besaran tertentu akan disamai atau dilampaui sekali dalam jangka waktu tersebut. Jadi tidak ada pengertian bahwa kejadian tersebut akan berulang secara teratur setiap periode ulang tersebut.

Analisa ini dapat dilakukan dengan data yang diperoleh dari pengamatan dan data hujan. Analisa frekuensi ini didasarkan pada sifat statistik dari data yang tersedia untuk memperoleh probabilitas besaran hujan atau debit di masa akan datang. Adapun distribusi probabilitas yang dipakai adalah distribusi dari variabel acak kontinyu (countinuous random variable), diantaranya :

- Distribusi Normal
- Distribusi Gumbel Tipe I
- Distribusi Pearson Type III
- Distribusi Log Pearson Tipe III
- Distribusi Log Normal

(Sumber : Martha, 2000)

Sebelum dilakukan perhitungan probabilitas dari data yang tersedia, dicoba dahulu dilakukan pemilihan distribusi yang sesuai untuk perhitungan. Masing-masing distribusi yang telah disebutkan diatas

memiliki sifat-sifat khas sehingga setiap data hidrologi harus diuji kesesuaiannya dengan sifat statistik masing-masing distribusi tersebut. Pemilihan distribusi yang tidak tepat dapat menyebabkan kesalahan perkiraan yang mungkin cukup besar baik over estimated maupun under estimated yang keduanya tidak diinginkan.

Setiap jenis distribusi atau sebaran mempunyai statistic diantaranya terdiri dari :

$$\bar{X} = \text{nilai rata - rata hitung (mean)}$$

$$= \frac{\sum X}{N}$$

$$\sigma \text{ atau } Sd = \text{deviasi standart(standard deviation)}$$

$$= \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{N-1}}$$

$$Cv = \text{koefisien variasi}$$

$$(\text{Variation Coefficient})$$

$$= \frac{S}{\bar{X}}$$

$$Ck = \text{koefisien ketajaman}$$

$$(\text{Kurtosis Coefficient})$$

$$= \frac{\sum (X - \bar{X})^3 N}{(N-1)(N-2)S^3}$$

$$Cs = \text{koefisien kemencengan}$$

$$(\text{Skewness Coefficient})$$

$$= \frac{\sum (X - \bar{X})^4 N^2}{(N-1)(N-2)(N-3)S^4}$$

Adapun sifat-sifat khas parameter statistik dari masing – masing distribusi teoritis adalah sebagai berikut :

- Distribusi normal mempunyai harga $Cs = 0$ dan $Ck = 3$
- Distribusi gumbel type I mempunyai harga $Cs = 1.139$ dan $Ck = 5.402$

- Distribusi pearson type III mempunyai harga C_s dan C_k yang flexible
 - Distribusi log pearson type III mempunyai harga C_s antara $3 < C_s < 3$
 - Distribusi log normal mempunyai harga $C_s = 3$ dan selalu bertanda positif, $C_s = 3C_v$
- (Sumber : Soewarno, 2002)

Sebelum memilih distribusi probabilitas yang akan dipakai, dilakukan perhitungan analisa terlebih dahulu terhadap data yang ada.

➤ *Metode Distribusi Gumbel*

Metode distribusi gumbel disebut juga dengan distribusi extrem umumnya digunakan untuk analisis data maksimum, misal, untuk analisis frekuensi banjir. Peluang kumulatif dari distribusi gumbel adalah:

$$P = (X \leq x) = e^{(-e)^{-y}}$$

dengan $-\infty < X < +\infty$

Dimana :

P = Fungsi idensitas peluang Tipe I Gumbel

X = Variabel acak kontinyu

e = bilangan alam = 2,71828

Y = Faktor Reduksi Gumbel

Persamaan garis lurus model Matematik Distribusi Gumbel Tipe I yang ditentukan dengan menggunakan Metode Momen adalah :

$$Y = a(X - X_0)$$

$$\alpha = \frac{1,283}{\sigma}$$

$$X_0 = \mu - \frac{0,577}{\alpha}, \text{ atau}$$

$$X = \mu - 0,455\sigma$$

Dimana:

$$\mu = \text{Nilai rata-rata}$$

$$\sigma = \text{Deviasi Standart}$$

(Soewarno, 1995)

Distribusi Tipe I Gumbel, mempunyai koefisien Kemencengan $C_s = 1,139$, Nilai Y, faktor Reduksi Gumbel merupakan fungsi dari besarnya peluang atau periode ulang tertentu.

➤ Metode Log Pearson Tipe III

$$\text{Log R} = \overline{\text{Log R}} + K \times \text{sdLog R}$$

(Sumber : Soewarno, 2002)

Dimana :

$$\text{Log R} = \text{Curah hujan maksimum tahunan rata-rata}$$

$$\overline{\text{Log R}} = \text{nilai rata-rata hitung (mean)}$$

$$K = \text{faktor sifat dari distribusi Pearson Tipe III yang merupakan fungsi dari besarnya CS}$$

$$\text{sdLog R} = \text{deviasi standart dari variat log R}$$

2.2.1.3. Uji Distribusi

➤ Uji Chi Kuadrat

Uji Chi Kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang dapat mewakili dari distribusi sampel data yang analisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter χ^2 dapat dihitung dengan rumus :

$$\chi^2 h = \sum \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

Dimana :

$\chi^2 h$

= parameter chi kuadrat terhitung

K

= jumlah sub kelompok

O_i

= jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke- i

E_i

= jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke- i

Aplikasi metode Chi Kuadrat dan syarat-syarat dapat dipenuhi dengan interpretasi dari hasil sebagai berikut :

- Apabila distribusi peluang $>5\%$ berarti jumlah data pengamatan dan tahun dengan distribusi hujan harian maksimum yang ada dapat diterima dan digunakan dalam perhitungan selanjutnya
- Apabila distribusi peluang $<1\%$ maka jumlah data pengamatan n tahun dengan distribusi hujan harian maksimum yang

ada, tidak memenuhi syarat distribusi yang ditemukan

- Apabila distribusi peluang antara 1% sampai 5% ini berarti tidak mungkin mengambil keputusan atau data pengamatan perlu ditambah, untuk memenuhi syarat yang ditentukan.

Atas dasar teori diatas maka proses perhitungan dapat dilakukan seperti berikut :

- Tetapkan jumlah pengamatan data curah hujan (n) tahun. Urutkan data pengamatan dari besar ke kecil atau sebaliknya
 - Hitung jumlah kelas (K) = $1 + 3.322 \log n$. kelompokkan data menjadi subgroup, tiap-tiap subgroup minimal 4 data pengamatan.
 - Hitung derajat kebebasan (DK) = $K - (U + 1)$, dimana U= 2 untuk distribusi normal dan binominal dan nilai U= 1, untuk distribusi poisson
 - Cara nilai Chi Kuadrat (χ^2_{Cr}) dari harga DK dan h = 5% dari tabel distribusi Chi Kuadrat
 - Selanjutnya perhitungan dilakukan menggunakan tabel,
- Kolom 1 = jumlah kelas untuk pembagian subgroup berdasarkan hasil (K)
 - Kolom 2 = nilai batas sub kelompok
 - Kolom 3 = jumlah data (O_i), jumlah kejadian dari data pengamatan tiap-tiap pembagian kelas kolom 2
 - Kolom 4 = jumlah data (E_i) diperoleh dari N/k
 - Kolom 5 = $O_i - E_i$

- Kolom 6 = jumlah keseluruhan dari $\frac{(O_i - E_i)^2}{\text{jumlah data } E_i}$ menjadi ($\chi^2 h$)

Interpetasi data yang ada dengan membandingkan nilai Chi Kuadrat kritis dan nilai Chi Kuadrat dengan memasukkan hasil ($\chi^2 h$) pada table distribusi Chi Kuadrat. Apabila ($\chi^2 h$) < ($\chi^2 Cr$), berarti jumlah data dapat digunakan untuk perhitungan selanjutnya sesuai interpetasi datanya.
(Sumber : Soewarno, 2002)

2.1 TABEL DISTRIBUSI CHI – KUADRAT

Dk	Derajat Kepercayaan t α				
	0,10	0,05	0,025	0,01	0,005
1	3.078	6.314	12.706	31821	63657
2	1.886	2.92	4.303	6965	9925
3	1.638	2.353	3182	4541	5841
4	1.533	2.132	2776	3747	4604
5	1.476	2.015	2571	3365	4032
6	1.44	1943	2447	3143	3707
7	1.415	1895	2365	2998	3499
8	1.397	1860	2306	2896	3355
9	1.383	1833	2262	2821	3250
10	1.372	1812	2228	2764	3169
11	1.363	1796	2201	2718	3106
12	1.356	1782	2179	2681	3055
13	1.35	1771	2160	2650	3012
14	1.345	1761	2145	2624	2977
15	1.341	1753	2131	2602	2947

16	1.337	1746	2120	2583	2921
17	1.333	1740	2110	2567	2898
18	1.33	1734	2102	2552	2878
19	1.328	1729	2039	2539	2861
20	1.325	1725	2086	2528	2845
21	1.323	1721	2080	2518	2831
22	1.321	1717	2074	2508	2819
23	1.319	1714	2069	2500	2807
24	1.318	1711	2064	2492	2797
25	1.316	1708	2060	2485	2787
26	1.315	1706	2056	2479	2779
27	1.314	1703	2052	2473	2771
28	1.313	1701	2048	2467	2763
29	1.311	1699	2045	2462	2756
Inf	1.282	1645	1960	2326	2576

➤ Uji Smirnov Kolmogorov

Uji smirnov Kolmogorov sering juga disebut uji kecocokan non parametik (*non paramitic test*) karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Prosedurnya adalah sebagai berikut :

1. Urutkan data dari yang terbesar ke yang terkecil atau sebaliknya dan tentukan besarnya peluang dari masing – masing data tersebut :

$X_1 P(X_1)$
 $X_2 P(X_2)$
 $X_m P(X_m)$
 $X_n P(X_n)$

$$F(X) = \frac{m}{n+1} P(X) = 1 - P(X)$$

Dimana :

$P(X)$ = Peluang
 M = Nomor urut kejadian
 N = Jumlah data

2. Tentukan nilai masing – masing peluang teoritis dan hasil penggambaran data dari persamaan distribusi

$X_1 P'(X_1)$

$X_2 P'(X_2)$

$X_m P'(X_m)$

$X_n P'(X_n)$

$$F(t) = \frac{R-R}{sd} P(X) \text{ dan } P(X <)$$

dimana :

$F(t)$ = Distribusi normal standart
 (standard normal
 distribution)

R = Curah hujan
 \bar{R} = Curah hujan rata-rata

$P'(X_m)$ = Peluang teoritis yang terjadi pada nomer ke- m yang didapatkan dari tabel

1. Dari kedua nilai peluang nilai tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis, $D_{max} = [P(X_m) - P'(X_m)]$
2. Berdasarkan tabel nilai kritis *Smirnov Kolmogorov test*, tentukan harga D_0 .

3. Apabila $D_{max} < D_o$ maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima, apabila
4. sebaliknya $D_{max} > D_o$ maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan tidak dapat diterima.

(Sumber : Soewarno, 2002)

2.2 TABEL DISTRIBUSI UJI SMIRNOV KOLMOGOROV

No.	N	A			
		0,20	0,10	0,05	0,01
1	5	0,45	0,51	0,56	0,67
2	10	0,32	0,37	0,41	0,49
3	15	0,27	0,30	0,34	0,40
4	20	0,23	0,26	0,29	0,36
5	25	0,21	0,24	0,27	0,32
6	30	0,19	0,22	0,24	0,29
7	35	0,18	0,20	0,23	0,27
8	40	0,17	0,19	0,21	0,25
9	45	0,16	0,18	0,20	0,24
10	50	0,15	0,17	0,19	0,23
	N > 50	$\frac{1,07}{\sqrt{N^{0,5}}}$	$\frac{1,22}{\sqrt{N^{0,5}}}$	$\frac{1,36}{\sqrt{N^{0,5}}}$	$\frac{1,63}{\sqrt{N^{0,5}}}$

2.2.1.4. Koefisien Pengaliran (C)

Koefisien pengaliran adalah suatu besaran angka yang dimiliki oleh suatu daerah yang tergantung pada besarnya pengaliran tersebut karena pengaruh berbagai faktor yaitu : evaporasi, transpirasi, topografi, geologi, intensitas lama hujan, keadaan tumbuh-tumbuhan dan kepadatan daerah. Untuk

menentukan harga C harus diperhitungkan kemungkinan adanya rencana-rencana perubahan keadaan di masa yang akan datang.

2.3.TABEL KOEFISIEN PENGALIRAN (C)

No	Tata guna lahan	Koefisien pengaliran
1	Jalan beton dan aspal	0,70 – 0,95
2	Jalan kerikil dan jalan tanah	0,40 – 0,70
3	Bahu jalan:	
	Tanah berbutir halus	0,40 – 0,65
	Tanah berbutir kasar	0,10 – 0,20
	Batuan masif keras	0,70 – 0,85
	Batuan masif lunak	0,60 – 0,75
4	Daerah perkotaan	0,70 – 0,95
5	Daerah pinggir kota	0,60 – 0,75
6	Daerah industri	0,60 – 0,90
7	Pemukiman padat	0,40 – 0,60
8	Pemukiman tidak padat	0,40 – 0,60
9	Taman dan kebun	0,20 – 0,40
10	Persawahan	0,45 – 0,60
11	Perbukitan	0,70 – 0,80
12	Pegunungan	0,75 – 0,90

(Sumber : Subarkah, 1980:56)

2.2.1.5. Intensitas Curah Hujan

Intensitas curah hujan adalah ketinggian curah hujan yang terjadi persatuan waktu. Untuk perhitungan intensitas curah hujan digunakan perumusan **Dr.Mononobe**.

$$I = \left[\frac{R_{24}}{24} \right] \left[\frac{24}{T_c} \right]^{2/3}$$

(Sumber : Suripin, 2006)

Dimana :

- I = intensitas curah hujan(mm/jam)
 R_{24} = curah hujan maksium periode ulang (mm)
 T_c = waktu konsentrasi (jam)

Untuk mengetahui waktu konsentrasi dipakai perumusan dari :

$$T_c = T_o + T_f$$

(Sumber : Suripin, 2006)

Dimana :

- T_o = waktu yang diperlukan air hujan untuk mengalir dipermukaan sehingga mencapai inlet (jam)
 T_f = waktu yang diperlukan air hujan untuk mengalir disepanjang saluran sampai outlet (jam)

Sedangkan untuk mencari harga T_o dan T_c digunakan rumus sebagai berikut :

➤ Rumus Kirpich :

$$T_o = 0,0195 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0,77}$$

(Sumber : Suripin, 2006)

Dimana :

L = panjang jarak dari tempat terjauh didaerah aliran sampai mencapai inlet atau tempat pengamatan banjir(m)

S = kemiringan rata-rata dari daerah aliran atau perbandingan dari selisih tinggi antara tempat terjauh dan tempat pengamatan terhadap L , yaitu $\Delta h / L$.

Penggabungan antara T_o dan T_f dimaksudkan untuk mendapatkan lamanya waktu konsentrasi seluruh aliran baik yang mengalir didaerah pengaliran

➤ Rumus Rziha :

$$T_f = \frac{L}{V} \quad \text{dengan } V = 72 \left[\frac{\Delta h}{L} \right]^{0,6}$$

(Sumber : Suripin, 2006)

Dimana :

L = panjang sungai didaerah aliran (km)

S = kecepatan rambat banjir (km/jam)

Δh = beda tinggi antara titik terjauh dihilu dengan titik pengamatan (km)

Penggabungan antara T_o dan T_f dimaksudkan untuk mendapat lamanya waktu konsentrasi seluruh aliran baik yang mengalir didaerah pengaliran maupun disaluran sehingga dapat diketahui besar banjir yang sesungguhnya pada titik pengamatan.

Sedangkan beda tinggi antara titik terjauh dihilu dengan titik pengamatan (Δh), diperoleh dari

kemiringan saluran eksisting rata-rata pada long section dan untuk harga koefisien pengaliran (C) seperti telah diurai sebelumnya, dapat dilihat pada table. Perhitungan Intensitas curah hujan yang membutuhkan R_{24} , dalam hal ini dipakai R_{24} yang direncanakan berdasarkan hasil perhitungan curah hujan rencana periode ulang.

2.2.1.6. Distribudi Hujan Jam-jaman

Metode yang digunakan untuk memperoleh distribusi curah hujan menggunakan metode Unit Hidrograf Nakayasu. Sehingga perumusan perhitungan rata-rata sampai jam k (t) dengan menganggap sebagai hujan terpusat selama 5 jam. Adapun perumusannya sebagai berikut. :

Perumusan untuk menghitung Rata tinggi hujan dari permulaan sampai jam ke t:

$$R_t = \frac{R_{24}}{T} \left(\frac{T}{t} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Dimana :

R_t : Rata tinggi hujan dari permulaan sampai jam ke t (mm)

R_{24} : Tinggi hujan harian dalam 24 jam (mm)

t : Waktu hujan (jam)

T : Lama waktu hujan terpusat (jam)

Perumusan untuk menghitung tinggi hujan rata-rata pada jam t :

$$R_t = t \cdot R_t - (t - 1)R_{(t-1)}$$

Dimana :

R_T : Tinggi hujan rata-rata pada jam t (jam)
 $R(t-1)$: Rata-rata tinggi hujan dari permulaan
 sampai jam ke $(t-1)$ (mm)
 t : Waktu hujan (jam)

Perumusan untuk menghitung tinggi hujan efektif :

$$R_e = C \cdot R_T$$

Dimana :

R_e : Tinggi hujan efektif (mm)
 R_T : Tinggi hujan rencana (mm)
 C : Koefisien pengaliran rata rata

2.2.1.7. Debit Banjir Rencana

Dalam perencanaan drainase perlu memperkirakan debit terbesar aliran sungai atau saluran yang mungkin terjadi dalam suatu periode tertentu yang disebut debit rencana. Periode tertentu yang mungkin terjadi banjir rencana berulang disebut periode ulang. Metode yang digunakan untuk menghitung debit banjir rencana yaitu :

Hidrograf Nakayasu

Penggunaan metode Nakayasu disesuaikan dengan ketersediaan data curah hujan, iklim, jenis tanah, karakteristik daerah, luas daerah dan sebagainya.

Debit rencana dihitung dengan menggunakan pendekatan Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu dengan langkah-langkah sebagai berikut. Nakayasu menurunkan rumus hidrograf satuan sintetik berdasarkan hasil pengamatan dan penelitian pada

beberapa sungai di Jepang. Adapun parameter-parameter yang diperlukan dalam menghitung HSS Nakayasu

1. Parameter

Parameter yang diperlukan dalam analisa menggunakan HSS Nakayasu antara lain:

- Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak hidrograf (T_p)
- Tenggang waktu dari titik berat hujan sampai titik berat hidrograf (t_g)
- Tenggang waktu hidrograf
- Luas daerah pengaliran (A)
- Luas daerah pengaliran (A)

2. Rumus Penunjang

$$T_p = t_g + 0,8 t_r$$

$$T_{0,3} = \alpha t_g$$

Dengan :

T_p = tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

t_g = waktu konsentrasi hujan (jam)

$T_{0,3}$ = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak sampai menjadi 30% dari debit puncak (jam)

Cara menentukan t_g :

Jika $L > 15$ km, maka $t_g = 0,4 + 0,058 L$

$L < 15$ km, maka $t_g = 0,21 L^{0,7}$

Dengan :

α = parameter hidrograf

$t_r = 0,5 \times t_g$ sampai $1 \times t_g$

Catatan :

- Daerah pengaliran biasa $\alpha = 2$
- Bagian naik hidrograf yang lambat dan bagian menurun yang cepat $\alpha = 1,5$
- bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian menurun yang lambat $\alpha = 3$

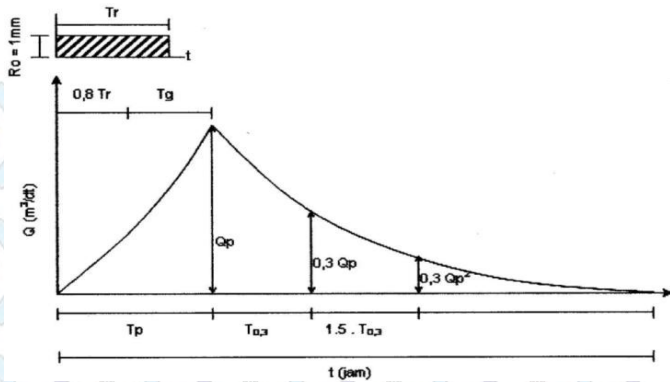
(Sumber : I Made Kamiana, 2011)

1. Rumus HSS Nakayasu Debit Puncak Banjir

$$Q_p = \frac{A \cdot R_0}{3,6(0,3T_p + T_{0,3})}$$

Dengan :

- Q_p = debit puncak banjir ($m^3/detik$)
- A = luas DAS (sampai ke outlet) (km^2)
- R_0 = hujan satuan (mm)
- T_p = tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)
- $T_{0,3}$ = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak sampai menjadi 30% dari debit puncak (jam)



Gambar 2.1 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

1. Persamaan Hidrograf Satuan Pada Kurva Naik

$$0 < t < T_p$$

$$Q_t = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2.4}$$

Dimana :

Q_t = Limpasan sebelum mencapai debit puncak (m^3/detik)

2. Pada Kurva Turun

$$T_p < t < (T_p + T_{0.3})$$

$$Q_d = Q_p \times 0.3^{\frac{t - T_p}{T_{0.3}}}$$

$$(T_p + T_{0.3}) < t < (T_p + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3})$$

$$Q_d = Q_p \cdot 0.3^{\frac{(t - T_p) + (0.5 T_{0.3})}{1.5 T_{0.3}}}$$

$$t > (T_p + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3})$$

$$Q_d = Q_p \cdot 0.3^{\frac{(t - T_p) + (0.5 T_{0.3})}{1.5 T_{0.3}}}$$

Dimana :

Q_p = Debit Puncak (m^3/detik)

T = Satuan Waktu (jam)

2.2.2 Analisa Hidrolika

2.2.2.1 Perencanaan Saluran

Perencanaan saluran drainase harus berdasarkan pertimbangan kapasitas tampung saluran yang ada baik tinjauan hidrolis maupun evaluasi kondisi lapangan.

Tinjauan hidrolis dimaksudkan untuk melakukan evaluasi kapasitas tampung saluran dengan debit banjir periode ulang n tahun, sedangkan evaluasi kondisi lapangan adalah didasarkan pengamatan secara langsung lapangan, apakah saluran yang ada mampu atau tidak mengalirkan air pada saat hujan. Apabila dari hasil pengamatan lapangan kondisi saluran yang ada tidak mampu lagi menampung air hujan, maka alternative yang diambil adalah dilakukan normalisasi, tetapi apabila kondisi lapangan yang terjadi adalah sebaliknya maka saluran yang ada perlu dikaji kembali apakah masih relevan dipertahankan sampai tahun proyeksi. Dari hasil identifikasi lapangan maka perencanaan saluran drainase menggunakan batasan sebagai berikut :

- Dalamnya aliran, luas penampang lintang saluran, kecepatan aliran, serta debit selalu tetap setiap penampang melintang
- Garis energi dan dasar saluran selalu sejajar
- Bentuk penampang saluran drainase dapat merupakan saluran terbuka maupun tertutup tergantung dari kondisi daerahnya.

Rumus kecepatan rata-rata pada perhitungan dimensi penampang saluran menggunakan *rumus manning*, karena rumus ini mempunyai bentuk yang sangat sederhana tetapi memberikan hasil yang cukup akurat. Oleh karena itu rumus ini dapat digunakan sebagai rumus aliran seragam dalam kapasitas saluran. Berikut adalah perumusannya.

$$\text{Rumus } Q = A \cdot V$$

Keterangan :

Q = Debit aliran (m^3/detik)

A = Luas penampang saluran (m^2)

V = Kecepatan aliran (m/detik)

➤ Menghitung kecepatan (v)

Untuk menentukan kecepatan dilakukan perhitungan dengan metode Manning :

$$V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Keterangan :

n = koefisien kekasaran dinding dan dasar saluran, yang diberikan pada tabel 2.6

R = Jari-jari hidrolis

P = Keliling basah penampang saluran (m)

I = Kemiringan dasar saluran

➤ Rumus; $R = \frac{A}{P}$

Keterangan :

A = Luas penampang saluran (m^2)

P = Keliling saluran (m)

2.4 TABEL KOEFISIEN MANNING (n)

Bahan	Koefisien Manning n
Besi Tuang Dilapis	0.014
Kaca	0.010
Saluran Beton	0.013
Bata Dilapis Mortar	0.015
Pasangan Batu Disemen	0.025
Saluran Tanah Bersih	0.022
Saluran Tanah	0.030
Saluran Dengan Dasar Batu Dan Tebing Rumput	0.040
Saluran Pada Galian Batu Padas	0.040

(Sumber : Chow, 1992)



BAB III

METODOLOGI

Langkah-langkah yang digunakan dalam menyusun proyek akhir ini adalah sebagai berikut.

3.1 Persiapan

- Mengurus surat-surat yang diperlukan, pembuatan proposal, dan surat pengantar
- Mencari informasi sekaligus meminta data-data kepada instansi yang terkait

3.2 Pengumpulan Data

Data-data yang menunjang digunakan dalam perencanaan system drainase Desa Kali Pucangan Kabupaten Sidoarjo, antara lain :

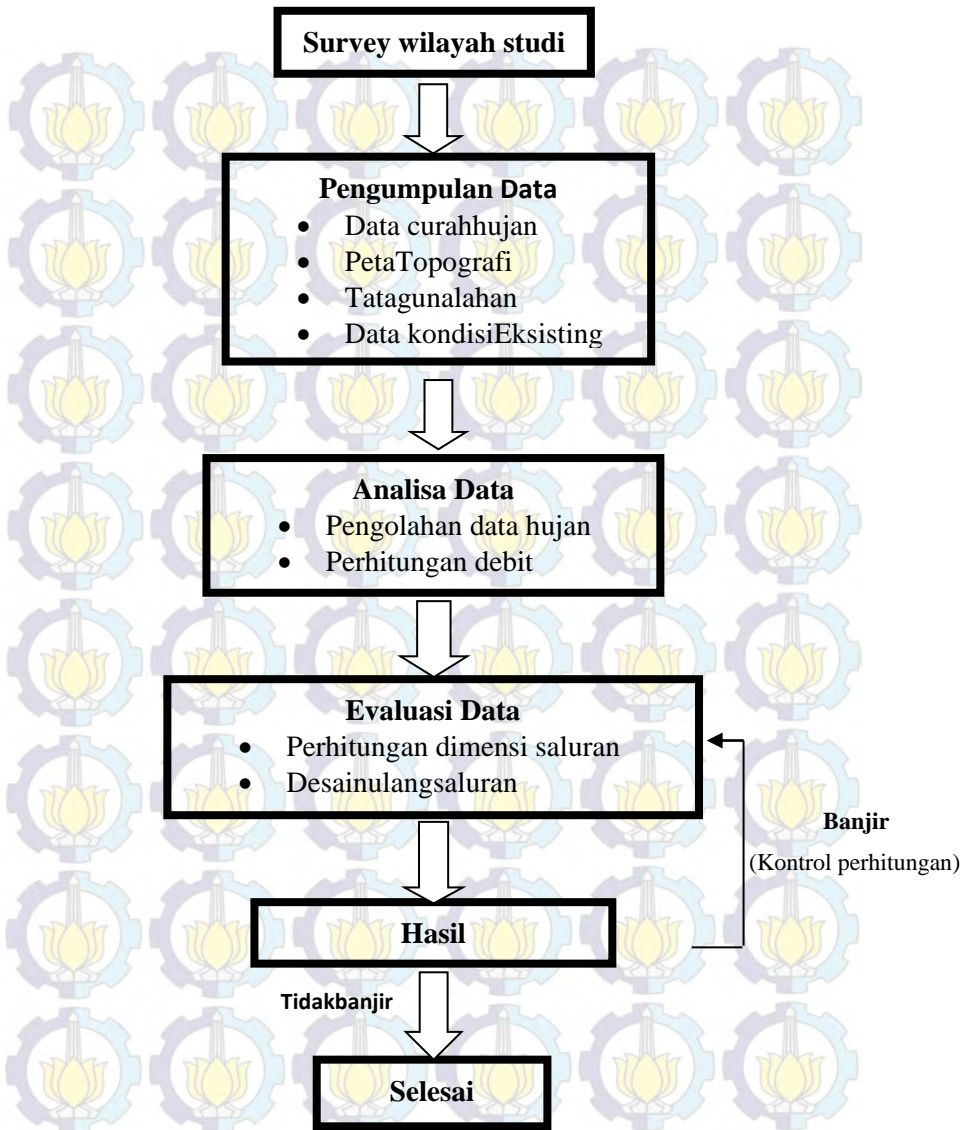
- Peta lokasi
- Data curah hujan
- Data hidrologi
- Data kondisi eksisting saluran
- Data hujan minimal 10 tahun beserta stasiun hujan pengamatan.
- Gambar *long section* dan *cross section existing* saluran
- *Catchment area* (daerah aliran saluran)

3.3 Pengolahan Data

- Analisa Perhitungan
- Melakukan perhitungan analisa hidrologi
- Melakukan perhitungan analisa hidrolika
- Melakukan perhitungan dimensi saluran rencana
- Melakukan perhitungan pengaruh back water

3.4 Pemecahan Masalah

Setelah membandingkan Debit banjir dengan Kapasitas saluran, kita dapat memperkirakan solusi apa yang dapat digunakan untuk menanggulangi banjir. Dalam proyek akhir ini salah satu solusai pemecahan masalah yang dipakai adalah redesain saluran.



Gambar 3.1 Flowchart kegiatan



BAB IV

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Analisa Hidrologi

4.1.1 Hujan rata –rata

Data curah hujan yang digunakan berupa data hujan harian maksimum setiap tahun. Penentuan stasiun hujan yang berpengaruh terhadap lokasi dilakukan penggambaran dengan menggunakan metode *Polygon Thiessen*, seperti terlihat pada. Dari stasiun hujan yang terdekat dengan lokasi studi diketahui bahwa stasiun hujan yang berpengaruh adalah Stasiun Hujan Bakalan.Krian, Ketawang, Panokawan, Ketintang, Sidoarjo, Sumput, Klagen, Karangnongko dan Watutulis.

Data curah hujan yang diperoleh dari Stasiun Hujan yang berpengaruh mulai tahun 1997 – 2011. Adapun data curah hujan harian maksimum dapat dilihat pada table berikut 4.1 :

Tabel 4.1 Data Curah Hujan Maksimum Tahunan

Tahun	Curah Hujan Max harian rata-rata
2000	56.77
2001	83.92
2002	93.96
2003	103.64
2004	76.72
2005	47.05
2006	86.34
2007	87.31
2008	79.05
2009	45.78
2010	58.71
2011	81.85

4.1.2 Analisa Frekuensi

Dari data curah hujan maksimum di atas, ditentukan terlebih dahulu distribusi mana yang akan dipakai dengan anggapan bahwa sifat statistik kejadian hujan di masa yang akan datang sama dengan sifat statistik kejadian hujan masa lalu. Yaitu dengan menghitung parameter – parameter statistiknya terlebih dahulu meliputi, persyaratan nilai koefisien kemencengan (C_s) dan koefisien kurtosis (C_k) tiap metode yang berlain

Tabel 4.2 Perhitungan Parameter Dasar Statistik Hujan

No	X_i	$X_i - \bar{X}$	$(X_i - \bar{X})^2$	$(X_i - \bar{X})^3$	$(X_i - \bar{X})^4$
1	103.64	28.55	815.01	23267.10	664236.96
2	93.96	18.87	356.01	6717.39	126745.97
3	87.31	12.22	149.29	1824.05	22286.81
4	86.34	11.25	126.53	1423.20	16008.58
5	83.92	8.83	77.94	688.08	6074.56
6	81.85	6.76	45.68	308.69	2086.21
7	79.05	3.96	15.67	62.02	245.50
8	76.72	1.63	2.65	4.32	7.03
9	58.71	-16.38	268.36	-4396.17	72016.55
10	56.77	-18.32	335.68	-6150.28	112683.39
11	47.05	-28.04	786.34	-22050.15	618322.84
12	45.78	-29.31	859.17	-25183.82	738179.62
Jumlah	901.10	0.00	3838.32	-23485.58	2378894.03
Rata-rata	75.09	0.00	319.86	-1957.13	198241.17

- Nilai Rata – rata (Mean)

$$\begin{aligned}\bar{X} &= \frac{\sum Xi}{n} \\ &= \frac{901,10}{12} \\ &= 75,09\end{aligned}$$

- Deviasi Standar (Sd)

$$\begin{aligned}Sd &= \sqrt{\frac{\sum (Xi - \bar{X})^2}{n - 1}} \\ &= \sqrt{\frac{3838,32}{12 - 1}} \\ &= 18,68\end{aligned}$$

- Koefisien Variasi (Cv)

$$\begin{aligned}Cv &= \frac{Sd}{\bar{X}} \\ &= \frac{18,68}{75,09} \\ &= 0,25\end{aligned}$$

- Koefisien Kemencengan (Cs)

$$\begin{aligned}Cs &= \frac{n \sum_{i=1}^n (Xi - \bar{X})^3}{(n - 1)(n - 2)Sd^3} \\ &= \frac{12 \times -23485,58}{11 \times 10 \times 18,68^3} \\ &= -0,3\end{aligned}$$

- KoefisienKetajaman (Ck)

$$Ck = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (Xi - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)Sd^4}$$

$$= \frac{12^2 \times 11829463.46}{11 \times 10 \times 9 \times 18,68^4}$$

$$= 2,84$$

Dari seluruh hasil perhitungan di atas, maka dapat di simpulkan bahwa parameter statistiknya menggunakan metode Log Pearson Type III.

4.1.2.1 Metode Distribusi Log Pearson Type III

Tabel 4.3 Perhitungan Parameter Distribusi Log Pearson Type III

No	X_i	$\log X_i$	$\log X_i - \log \bar{X}$	$(\log X_i - \log \bar{X})^2$	$(\log X_i - \log \bar{X})^3$
1	103.64	2.01553	0.15374	0.02363	0.00363
2	93.96	1.97294	0.11115	0.01235	0.00137
3	87.31	1.94106	0.07927	0.00628	0.00050
4	86.34	1.93621	0.07442	0.00554	0.00041
5	83.92	1.92387	0.06207	0.00385	0.00024
6	81.85	1.91302	0.05123	0.00262	0.00013
7	79.05	1.89790	0.03611	0.00130	0.00005
8	76.72	1.88491	0.02312	0.00053	0.00001
9	58.71	1.76871	-0.09308	0.00866	-0.00081
10	56.77	1.75412	-0.10767	0.01159	-0.00125
11	47.05	1.67256	-0.18923	0.03581	-0.00678
12	45.78	1.66068	-0.20112	0.04045	-0.00813
Jumlah	901.10	22.34151	0.00000	0.15264	-0.01062
Rata-rata	75.09	1.86179	0.00000	0.01272	-0.00088

- Rata – rata

$$\begin{aligned}
 \log x &= \frac{\sum_{i=1}^n \log X_i}{n} \\
 &= \frac{22,34}{12} \\
 &= 1.86
 \end{aligned}$$

- Deviasi Standar (Sdlog)

$$\begin{aligned}
 Sdlog &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log X_i - \log \bar{X})^2}{n - 1}} \\
 &= \sqrt{\frac{0.152}{12-1}} \\
 &= 0.117
 \end{aligned}$$

- Koefisien kemencengan (Cs)

$$Cs = \frac{n \sum_{i=1}^n (\log Xi - \log \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)Sd \log^3}$$

$$= \frac{12 \times -0.010}{11 \times 10 \times 0.117^3}$$

$$= -0,708$$

- Logaritma hujan dengan periode ulang T

$$\log Xt = \log \bar{R} + K \cdot Sd \log$$

- Untuk nilai K dapat dilihat pada table nilai K untuk distribusi Log Pearson Type III (Lampiran 2) dengan cara interpolasi sesuai nilai koefisien kemencengan.

Tabel 4.4 Perhitungan Distribusi Log Pearson Type III

T	K	log X	X
2	0.117	1.876	75.096
5	0.857	1.963	91.777
10	1.182	2.001	100.225
25	1.485	2.037	108.812

4.1.3. Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

Pengujian diperlukan untuk mengetahui kecocokan data yang tersedia dengan jenis metode frekuensi. Pengujian memakai dua cara yaitu :

- Uji Chi Square (Chi kuadrat)
- Uji Smirnov – Kolmogorov

4.1.3.1 Uji Chi Square (ChiKuadrat)

Perhitungan Uji Chi – Kuadrat :

- Banyak data = 12, α taraf signifikan 5%
- Kelas interval
 $G = 1 + 1.33 \ln n$
 $= 1 + 1.33 \ln 12$
 $= 4.585 \approx 5$
- Derajat kebebasan (dk)
 $Dk = G - R - 1$
 $= 5 - 2 - 1$
 $= 2$
- Nilai kritis distribusi dapat dilihat pada table Nilai Kritis Distribusi Chi Kuadrat (lampiran 3) dengan $\alpha = 0.05$ dan $dk = 2$, didapat $\chi = 5.991$
- Perhitungan interval

Sub grup 1	$P \leq 0.2$
Sub grup 2	$P \leq 0.4$
Sub grup 3	$P \leq 0.6$
Sub grup 4	$P \leq 0.8$
Sub grup 5	$P \leq 1.0$

4.1.3.2 Perhitungan Chi – Kuadrat dengan Metode Log Pearson Type III

Berdasarkan pada persamaan garis lurus :

$$xt = \bar{x} + K.Sd$$

Maka :

- Untuk $P = 1 - 0.2 = 0.8 \rightarrow K = -0.84$
 $X = 75,09 + (-0.84) \times 18,68$
 $= 59,4$

- Untuk $P = 1 - 0.4 = 0.6 \rightarrow K = -0.25$

$$X = 75,09 + (-0.25) \times 18,68$$

$$= 70,42$$
- Untuk $P = 1 - 0.6 = 0.4 \rightarrow K = 0.25$

$$X = 75,09 + 0.25 \times 18,68$$

$$= 76,96$$
- Untuk $P = 1 - 0.8 = 0.2 \rightarrow K = 0.84$

$$X = 75,09 + 0.84 \times 18,68$$

$$= 90,78$$

Sehingga :

Sub grup 1 $X \leq 59,4$

Sub grup 2 $59,4 \leq X \leq 70,42$

Sub grup 3 $70,42 \leq X \leq 79,96$

Sub grup 4 $79,96 \leq X \leq 90,78$

Sub grup 5 $X > 90,78$

Tabel 4.5 Hasil Perhitungan Chi Kuadrat Metode Log Pearson Type III

NO	Nilai Batas			O _i	E _i	(O _i - E _i) ²	χ^2
1		X	$\leq 59,40$	4	2.4	2.560	1.067
2	59,40 \leq	X	$\leq 70,42$	0	2.4	5.760	2.4
3	70,42 \leq	X	$\leq 79,76$	2	2.4	0.160	0.067
4	79,76 \leq	X	$\leq 90,78$	4	2.4	2.560	1.067
5	90,78 \leq	X		2	2.4	0.160	0.067
			jumlah	12	12		4.6

Kesimpulan : $\chi = 4,6$

Dari tabel $\chi = 5.991 > 2.84$

Karena peluang lebih dari 5%, maka persamaan distribusi Log Pearson Type III dapat digunakan.

4.1.3.3 Uji Smirnov – Kolmogorov

Tabel 4.6 Hasil Perhitungan Uji Smirnov - Kolmogorov Metode Log Pearson Type III

No	Xi	P(R)	P(R<)	f(t)	P'(R)	P'(R<)	D
		m/(n+1)	1 - *2	$(Xi - \bar{X})/S$	Tabel *4	1 - *5	*6 - *3
	*1	*2	*3	*4	*5	*6	*7
1	103.64	0.0769	0.9231	1.53	0.063	0.937	0.013923
2	93.96	0.1538	0.8462	1.01	0.1562	0.8438	-0.00235
3	87.31	0.2308	0.7692	0.65	0.2578	0.7422	-0.02703
4	86.34	0.3077	0.6923	0.60	0.2743	0.7257	0.0334
5	83.92	0.3846	0.6154	0.47	0.3192	0.6808	0.065415
6	81.85	0.4615	0.5385	0.36	0.3594	0.6406	0.102138
7	79.05	0.5385	0.4615	0.21	0.4168	0.5832	0.121662
8	76.72	0.6154	0.3846	0.09	0.4641	0.5359	0.151285
9	58.71	0.6923	0.3077	-0.88	0.8106	0.1894	-0.11829
10	56.77	0.7692	0.2308	-0.98	0.8365	0.1635	-0.06727
11	47.05	0.8462	0.1538	-1.50	0.9332	0.0668	-0.08705
12	45.78	0.9231	0.0769	-1.57	0.9418	0.0582	-0.01872
Jumlah	901.10						Dmax = 0.151285
Rata-rata	75.09						
S	18.68						

Dengan menggunakan data Tabel Nilai Kritis Do untuk uji Smirnov - Kolmogorov (lampiran 3), untuk derajat kepercayaan 5% maka diperoleh $D_o = 0.34$. karena nilai D maks= 0.1512 lebih kecil dari $D_o = 0.34$, maka persamaan distribusi Log Pearson Type III dapat diterima.

4.1.3.4 Perhitungan Tata Guna Lahan

Tabel 4.7 Nilai Koefisien Pengaliran Gabungan Berdasarkan Tata Guna Lahan Eksisting Di DAS Pucang

No	Penggunaan Lahan	Koef. Pengaliran (C)	Luas Lahan (Ha)						
			Sub DAS Dam Dasakarya	Sub DAS Pager	Sub DAS Jogopati	Sub DAS Lambangan	Sub DAS Mojarangagung	Sub DAS Sumput	Sub DAS Pagerwojo
1	Fasilitas Umum	0.6	3.099	16.355	2.300				
2	Ruang Terbuka Hijau	0.5	9.631	6.230	2.288	1.165	3.242	0.771	1.238
3	Industri	0.75	23.312	3.914	10.453				
4	Sawah Irigasi	0.45	1321.023	505.396	782.937	114.276	315.831	105.662	63.839
5	Ladang	0.5	104.529	35.140	36.967	24.001	15.044		
6	Permukiman Pedesaan	0.5	418.660	93.451	148.855	9.278	202.416	226.287	335.399
7	Perkebunan	0.4	132.924	23.081	77.666	3.163	79.435	39.913	14.740
8	Telaga danau Kolam	0.2							38.558
Luas Total			2013.179	683.567	1061.466	151.883	615.969	372.633	453.774
Koef. Pengaliran Gab. (C) Eksisting			0.464	0.463	0.458	0.460	0.461	0.475	0.464

4.1.3.5 Distribusi Hujan Jam –jaman

Berdasarkan pengamatan disekitar stasiun hujan yang sering terjadi diperkirakan selama 5 jam/hari. Dalam analisa ini, data pengamatan sebaran hujan jam – jaman perhitungannya menggunakan rumus Mononobe, sebagai berikut :

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left(\frac{24}{t} \right)^{2/3}$$

Dimana :

I = Intensitas hujan(mm/jam)

t = Lamanya hujan(jam)

R_{24} = Curah hujan maksimum harian selama 24 jam (mm)

Perhitungan Distribusi Hujan :

$$\bullet R_1 = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{1} \right)^{2/3} = 0,584 R_{24}$$

$$\bullet R_2 = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{2} \right)^{2/3} = 0,368 R_{24}$$

$$\bullet R_3 = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{3} \right)^{2/3} = 0,281 R_{24}$$

$$\bullet R_4 = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{4} \right)^{2/3} = 0,232 R_{24}$$

$$\bullet R_5 = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{5} \right)^{2/3} = 0,2 R_{24}$$

Distribusi hujannya :

$$R_1 = 1R_1 = 0,584 R_{24}$$

$$R_2 = 2R_2 - 1R_1 = (0,736 - 0,584) R_{24} = 0,152 R_{24}$$

$$R_3 = 3R_3 - 2R_2 = (0,843 - 0,736) R_{24} = 0,107 R_{24}$$

$$R_4 = 4R_4 - 3R_3 = (0,928 - 0,843) R_{24} = 0.085 R_{24}$$

$$R_5 = 5R_5 - 4R_4 = (1,000 - 0,928) R_{24} = 0.072R_{24}$$

Tabel 4.8 Distribusi Hujan Efektif

Jam ke T	RT	%
1	0.584R ₂₄	58%
2	0.152R ₂₄	15%
3	0.107R ₂₄	11%
4	0.085R ₂₄	9%
5	0.072R ₂₄	7%

Perhitungan Curah Hujan Efektif

$$R_{eff} = R \times \alpha$$

Tabel 4.9 Perhitungan Curah Hujan Efektif

periode ulang	R	α	Reff
U 2	75.10	0.46	34.54
n 5	91.78		42.22
t 10	100.23		46.10
u 25	108.81		50.05

koefisien pengaliran diambil 0,47 karenaawasannya daerah sungai dataran (lampiran Tabel Koefisien Pengaliran)

Tabel 4.10 Curah Hujan Efektif Jam – Jaman

periode ulang	2	5	10	25
R24	35.30	43.14	47.11	51.14
jam ke	Reff	Reff	Reff	Reff
0 sd 1	20.61	25.19	27.51	29.87
1 sd 2	5.36	6.56	7.16	7.77
2 sd 3	3.78	4.62	5.04	5.47
3 sd 4	3.00	3.67	4.00	4.35
4 sd 5	2.54	3.11	3.39	3.68

4.1.4 Perhitungan Debit Banjir Rencana

4.1.4.1 Perhitungan Unit Hidrograf Seluruh DAS

- Luas DAS = 52,13 km²
- L = 14,701 km
- T_g = 0,21 . L^{0,7}
= 0,21 . 14,237^{0,7}
= 1,378 jam
- T_{0,3} = α . T_g
= 3 . 1,378
= 4,135 jam
- T_r = 0,5 . T_g
= 0,5 . 4,135
= 0,689 jam
- T_p = T_g + 0,8 tr
= 1,378 + 0,8 . 0,689
= 1,930 => 2 jam

$$Q_p = \frac{A \cdot Ro}{3,6(0,3T_p + T_{0,3})}$$

$$Q_p = \frac{42 \cdot 1}{3,6(0,3 \times 2 + 4,135)}$$

$$Q_p = 3,058 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

Tabel 4.11 Kurva naik ($0 < t < T_p$) atau ($0 < t < 2$)

t	t_p	$(t/T_p)^{2.4}$	Q
0.0	2	0.000	0.000
1.0	2	0.189	0.579
2.0	2	1.000	3.058

Tabel 4.12 Kurvaturun ($T_p < t < T_p + T_{0.3}$) atau (2 jam < t < 6,135jam)

t	$t - T_p$	$(t - T_p)/T_{0.3}$	Q
3.0	1.000	0.242	2.286
4.0	2.000	0.484	1.708
5.0	3.000	0.726	1.277
6.0	4.000	0.967	0.954

Tabel 4.13 Kurva turun ($T_p + T_{0.3} < t < T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3}$) atau (6,135 < t < 12,337)

t	$t - T_p + 0.5T_{0.3}$	$(t - T_p + 0.5T_{0.3})/1.5T_{0.3}$	Q
7.0	7.068	1.139	0.776
8.0	8.068	1.301	0.639
9.0	9.068	1.462	0.526
10.0	10.068	1.623	0.433
11.0	11.068	1.784	0.357
12.0	12.068	1.946	0.294

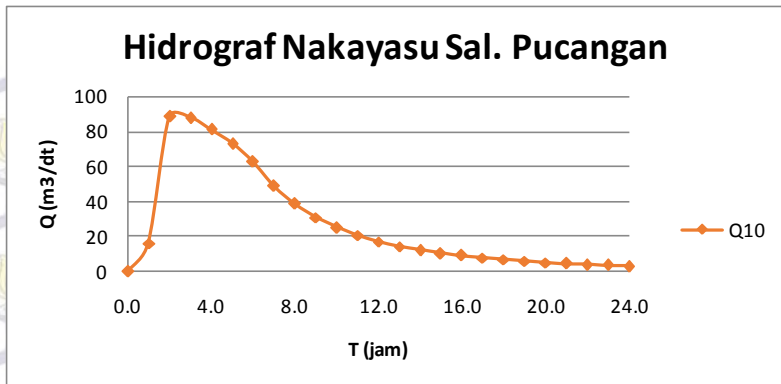
**Tabel 4.14 Kurva turun ($T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3}$)
atau ($t > 12,337$)**

t	($t - T_p + 1.5T_{0.3}$)	($t - T_p + 1.5T_{0.3}$)/ $2T_{0.3}$	Q
13.0	17.203	2.080	0.250
14.0	18.203	2.201	0.216
15.0	19.203	2.322	0.187
16.0	20.203	2.443	0.161
17.0	21.203	2.564	0.140
18.0	22.203	2.685	0.121
19.0	23.203	2.806	0.104
20.0	24.203	2.927	0.090
21.0	25.203	3.047	0.078
22.0	26.203	3.168	0.067
23.0	27.203	3.289	0.058
24.0	28.203	3.410	0.050

Setelah didapat nilai Q_t , besar hidrograf banjir metode Nakayasu bisa dihitung dengan mengkalikan besar Q_t dengan curah hujan efektif jam-jam an yang telah didapatkan dalam perhitungan distribusi curah hujan rencana efektif per jam metode Mononobe. Perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

Tabel 4.15 Perhitungan Unit Hidrograf Periode Ulang 10 Tahun

[illegible]



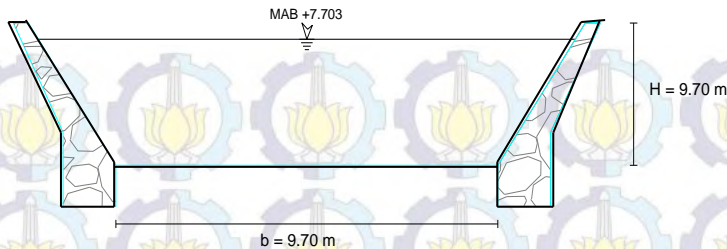
Gambar 4.1. Grafik Hidrograf Nakayasu Sal. Pucangan

4.2 Analisa Hidrolika

Analisa kapasitas tampung saluran (full bank capacity) merupakan analisa hidrolika dengan maksud untuk melakukan evaluasi kapasitas tampung saluran dengan debit banjir rencana periode 10 tahun untuk saluran primer.

Full Bank Capacity adalah besarnya debit tampungan pada saluran sesuai dengan keadaan di lapangan. Perhitungan ini diperlukan untuk mengetahui seberapa besar kemampuan penampang saluran untuk menampung limpasan air hujan.

Rumus kecepatan rata-rata pada perhitungan dimensi penampang saluran menggunakan rumus Manning, karena rumus ini mempunyai bentuk yang sangat sederhana tetapi memberikan hasil yang memuaskan. Oleh karena itu rumus ini dapat digunakan secara luas sebagai rumus untuk menghitung kapasitas saluran. Berikut contoh perhitungan pada *cross* P1 saluran Pucangan.



Gambar 4.2. Gambar Penampang Existing Saluran

Data Saluran :

- Kemiringan dasar saluran rata- rata(I) = 0,00043
- Lebar saluran (b) = 9,7 m
- Kedalaman saluran (H) = 2,42 m
- Koef. Kekasaran Manning = 0,0235

- Luas penampang basah :

$$\begin{aligned}
 A &= (b + (m \cdot H)) H \\
 &= (9,4 + (1,25 \cdot 2,42)) 2,42 \\
 &= 30,07 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

- Keliling basah :

$$\begin{aligned}
 P &= b + 2H \cdot \sqrt{1 + m^2} \\
 &= 9,4 + 2(2,42) \cdot \sqrt{1 + 1,25^2} \\
 &= 17,15 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Jari – jari hidrolis :

$$\begin{aligned}
 R &= A/P \\
 &= 30,07/17,15 \\
 &= 1,75 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Kecepatan aliran :

$$\begin{aligned}
 v &= 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \\
 &= 1/0,0235 \cdot 1,75^{2/3} \cdot 0,00043^{1/2} \\
 &= 1,29 \text{ m/dt}
 \end{aligned}$$

- Debit saluran :

$$\begin{aligned} Q &= V \cdot A \\ &= 1,29 \cdot 30,07 \\ &= 38,175 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

Selajutnya hasil perhitungan kapasitas saluran dapat dilihat pada tabel berikut :



Tabel 4.16 Perhitungan Kapasitas Saluran

No.	Cross Sal. Pucangan	L (m)	L Kumulatif (m)	Elevasi Dasar Saluran (m)	Existing Saluran			A (m ²)	P (m)	R (m)	I (m)	n	v (m/detik)	Qfc (m ³ /detik)
					b (m)	m	H (m)							
1	BM.1	0	0	4.689				0.00	0.00					
2	P.1	400	400	4.623	9.40	1.25	2.42	30.07	17.15	1.75	0.00043	0.0235	1.29	38.715
3	P.5	400	800	4.594	8.25	0.75	3.46	37.52	16.90	2.22	0.00043	0.0214	1.65	62.072
4	P.9	400	1200	4.966	11.16	1.00	2.91	40.94	19.39	2.11	0.00043	0.0212	1.61	66.086
5	P.13	400	1600	4.989	9.39	1.00	3.45	44.30	19.15	2.31	0.00043	0.0206	1.77	78.260
6	P.17	400	2000	4.025	7.21	0.67	3.54	33.92	15.73	2.16	0.00043	0.0202	1.72	58.354
7	P.21	400	2400	4.541	8.21	0.94	3.43	39.22	17.62	2.23	0.00043	0.0206	1.72	67.402
8	P.25	400	2800	3.882	7.43	0.96	3.41	36.50	16.88	2.16	0.00043	0.0226	1.54	56.248
9	P.29	400	3200	4.228	8.35	0.99	3.40	39.83	17.92	2.22	0.00043	0.0223	1.59	63.329
10	P.33	400	3600	3.223	9.45	0.72	3.33	39.45	17.66	2.23	0.00043	0.0212	1.68	66.106
11	P.37	400	4000	2.982	8.56	0.49	3.26	33.11	15.82	2.09	0.00043	0.0275	1.24	41.014
12	P.41	400	4400	3.183	14.22	1.00	3.15	54.72	23.13	2.37	0.00043	0.0277	1.34	73.101
13	P.45	400	4800	2.650	13.38	0.87	3.46	56.71	22.55	2.51	0.00043	0.0277	1.39	78.891
14	P.49	400	5200	2.465	15.85	0.93	3.60	69.11	25.68	2.69	0.00043	0.0214	1.88	130.089
15	P.53	400	5600	1.971	9.76	1.00	3.65	48.95	20.08	2.44	0.00043	0.0235	1.61	78.575
16	P.57	400	6000	2.123	13.62	1.00	3.61	62.20	23.83	2.61	0.00043	0.0214	1.84	114.668
17	P.61	400	6400	1.755	9.45	1.25	3.73	52.64	21.39	2.46	0.00043	0.0212	1.79	94.140
18	P.65	400	6800	1.979	10.26	1.00	3.57	49.37	20.36	2.43	0.00043	0.0206	1.82	90.030
19	P.69	400	7200	1.827	12.23	1.15	3.59	58.73	23.17	2.53	0.00043	0.0202	1.92	112.590
20	P.73	400	7600	0.053	9.59	0.66	3.12	36.35	17.07	2.13	0.00043	0.0206	1.67	60.653

Tabel 4.16 Lanjutan :

No.	Cross Sal. Pucangan	L (m)	L Kumulatif (m)	Elevasi Dasar Saluran (m)	Existing Saluran			A (m ²)	P (m)	R (m)	I (m)	n	v (m/detik)	Qfc (m ³ /detik)
					b (m)	m	H (m)							
21	P.77	400	8000	-0.085	9.74	1.00	4.53	64.64	22.55	2.87	0.00043	0.0226	1.86	120.346
22	P.81	400	8400	-0.806	8.28	0.51	4.46	47.07	18.29	2.57	0.00043	0.0223	1.75	82.545
23	P.85	400	8800	-0.064	7.94	0.66	4.40	47.71	18.48	2.58	0.00043	0.0235	1.67	79.604
24	P.93	400	9200	-0.841	8.21	0.66	4.42	49.18	18.80	2.62	0.00043	0.0214	1.85	90.802
25	P.101	400	9600	-0.844	10.27	1.00	4.41	64.74	22.74	2.85	0.00043	0.0212	1.97	127.644
26	P.109	400	10000	-0.494	12.41	0.50	3.44	48.61	20.10	2.42	0.00043	0.0206	1.82	88.455
27	P.117	400	10400	-0.877	10.35	0.45	3.54	42.28	18.11	2.33	0.00043	0.0202	1.81	76.703
28	P.125	400	10800	-1.174	10.32	0.54	3.71	45.72	18.75	2.44	0.00043	0.0206	1.83	83.533
29	P.133	400	11200	-0.730	6.21	0.73	3.76	33.67	15.52	2.17	0.00043	0.0226	1.54	52.011
30	P.139	400	11600	-2.148	8.76	0.15	2.88	26.47	14.58	1.82	0.00043	0.0223	1.39	36.742
31	P.143	400	12000	-2.206	9.74	0.15	3.35	34.31	16.51	2.08	0.00043	0.0212	1.60	54.758
32	P.147	400	12400	-1.223	12.58	0.17	2.82	36.83	18.30	2.01	0.00043	0.0275	1.21	44.428
33	P.150A	400	12800	-1.378	14.95	0.14	3.45	53.24	21.92	2.43	0.00043	0.0277	1.36	72.413
34	P.154A	400	13200	-1.431	17.12	0.21	4.56	82.43	26.44	3.12	0.00043	0.0277	1.61	132.449
35	P.158A	400	13600	-1.493	15.28	0.50	4.66	82.06	25.70	3.19	0.00043	0.0214	2.11	173.221
36	P.163	400	14000	-1.090	16.54	0.98	3.12	61.14	25.28	2.42	0.00043	0.0235	1.60	97.667
37	P.166	350	14350	-1.489	17.87	1.00	3.27	69.13	27.12	2.55	0.00043	0.0214	1.81	125.435

4.3 Perbandingan Kapasitas Saluran Dengan Debit Banjir

Perbandingan kapasitas saluran eksisting dengan debit banjir rencana bertujuan untuk mengetahui saluran mana yang tidak mampu menampung Qrencana hitungan. Apabila debit Qrencana lebih kecil daripada kapasitas saluran, maka saluran tersebut di katakan aman. Tetapi, apabila debit rencana lebih besar dari pada kapasitas saluran maka saluran tersebut banjir.

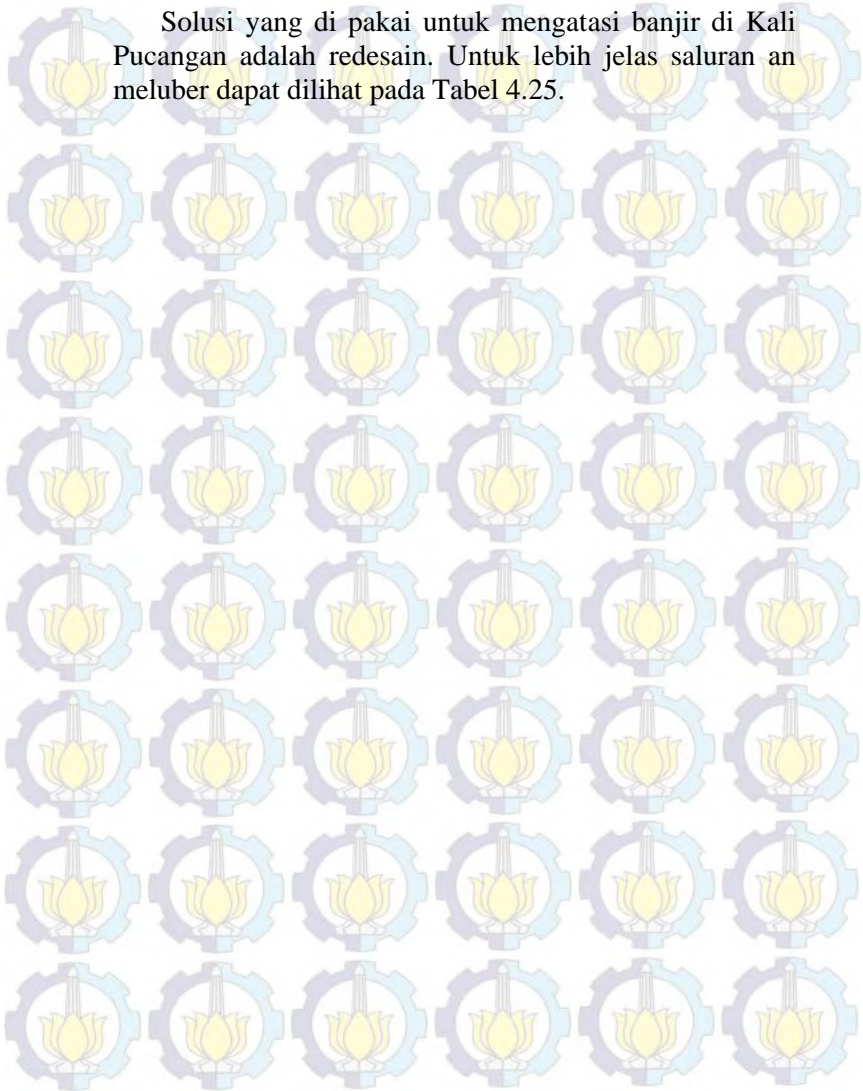
Untuk lebih jelas dalam menganalisa perbandingan kapasitas saluran eksisting dengan debit rencana pada saluran drainase dikawasan Pucangan , maka dapat dilihat pada Tabel berikut:

Tabel 4.17 Perbandingan Kapasitas Saluran Dengan Debit Banjir

No.	Cross Sal. Pucangan	Q _{fc} (m ³ /detik)	Q _r (m ³ /detik)	Status
1	BM.1			
2	P.1	38.715	88.278	meluber
3	P.5	62.072	88.278	meluber
4	P.9	66.086	88.278	meluber
5	P.13	78.260	88.278	meluber
6	P.17	58.354	88.278	meluber
7	P.21	67.402	88.278	meluber
8	P.25	56.248	88.278	meluber
9	P.29	63.329	88.278	meluber
10	P.33	66.106	88.278	meluber
11	P.37	41.014	88.278	meluber
12	P.41	73.101	88.278	meluber
13	P.45	78.891	88.278	meluber
14	P.49	130.089	88.278	aman
15	P.53	78.575	88.278	meluber
16	P.57	114.668	88.278	aman
17	P.61	94.140	88.278	aman
18	P.65	90.030	88.278	aman
19	P.69	112.590	88.278	aman
20	P.73	60.653	88.278	meluber
21	P.77	120.346	88.278	aman
22	P.81	82.545	88.278	meluber
23	P.85	79.604	88.278	meluber
24	P.93	90.802	88.278	aman
25	P.101	127.644	88.278	aman
26	P.109	88.455	88.278	aman
27	P.117	76.703	88.278	meluber
28	P.125	83.533	88.278	meluber
29	P.133	52.011	88.278	meluber
30	P.139	36.742	88.278	meluber
31	P.143	54.758	88.278	meluber
32	P.147	44.428	88.278	meluber
33	P.150A	72.413	88.278	meluber
34	P.154A	132.449	88.278	aman
35	P.158A	173.221	88.278	aman
36	P.163	97.667	88.278	aman
37	P.166	125.435	88.278	aman

4.4 Pemecahan Masalah

Solusi yang dipakai untuk mengatasi banjir di Kali Pucangan adalah redesain. Untuk lebih jelas saluran an meluber dapat dilihat pada Tabel 4.25.

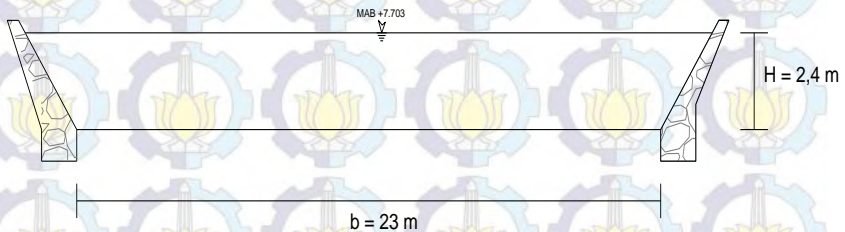


Tabel 4.18 Saluran yang Meluber

No.	Cross Sal. Pucangan	L (m)	L Kumulatif (m)	Elevasi Dasar Saluran (m)	Existing Saluran			A (m ²)	P (m)	R (m)	I	n	v (m/detik)	Qfc (m ³ /detik)	Qr (m ³ /detik)	Status
					b (m)	m	H (m)									
2	P.1	400	400	4.623	9.40	1.25	2.42	30.07	17.15	1.75	0.00043	0.0235	1.29	38.715	88.278	meluber
3	P.5	400	800	4.594	8.25	0.75	3.46	37.52	16.90	2.22	0.00043	0.0214	1.65	62.072	88.278	meluber
4	P.9	400	1200	4.966	11.16	1.00	2.91	40.94	19.39	2.11	0.00043	0.0212	1.61	66.086	88.278	meluber
5	P.13	400	1600	4.989	9.39	1.00	3.45	44.30	19.15	2.31	0.00043	0.0206	1.77	78.260	88.278	meluber
6	P.17	400	2000	4.025	7.21	0.67	3.54	33.92	15.73	2.16	0.00043	0.0202	1.72	58.354	88.278	meluber
7	P.21	400	2400	4.541	8.21	0.94	3.43	39.22	17.62	2.23	0.00043	0.0206	1.72	67.402	88.278	meluber
8	P.25	400	2800	3.882	7.43	0.96	3.41	36.50	16.88	2.16	0.00043	0.0226	1.54	56.248	88.278	meluber
9	P.29	400	3200	4.228	8.35	0.99	3.40	39.83	17.92	2.22	0.00043	0.0223	1.59	63.329	88.278	meluber
10	P.33	400	3600	3.223	9.45	0.72	3.33	39.45	17.66	2.23	0.00043	0.0212	1.68	66.106	88.278	meluber
11	P.37	400	4000	2.982	8.56	0.49	3.26	33.11	15.82	2.09	0.00043	0.0275	1.24	41.014	88.278	meluber
12	P.41	400	4400	3.183	14.22	1.00	3.15	54.72	23.13	2.37	0.00043	0.0277	1.34	73.101	88.278	meluber
13	P.45	400	4800	2.650	13.38	0.87	3.46	56.71	22.55	2.51	0.00043	0.0277	1.39	78.891	88.278	meluber
15	P.53	400	5600	1.971	9.76	1.00	3.65	48.95	20.08	2.44	0.00043	0.0235	1.61	78.575	88.278	meluber
20	P.73	400	7600	0.053	9.59	0.66	3.12	36.35	17.07	2.13	0.00043	0.0206	1.67	60.653	88.278	meluber
22	P.81	400	8400	-0.806	8.28	0.51	4.46	47.07	18.29	2.57	0.00043	0.0223	1.75	82.545	88.278	meluber
23	P.85	400	8800	-0.064	7.94	0.66	4.40	47.71	18.48	2.58	0.00043	0.0235	1.67	79.604	88.278	meluber
27	P.117	400	10400	-0.877	10.35	0.45	3.54	42.28	18.11	2.33	0.00043	0.0202	1.81	76.703	88.278	meluber
28	P.125	400	10800	-1.174	10.32	0.54	3.71	45.72	18.75	2.44	0.00043	0.0206	1.83	83.533	88.278	meluber
29	P.133	400	11200	-0.730	6.21	0.73	3.76	33.67	15.52	2.17	0.00043	0.0226	1.54	52.011	88.278	meluber
30	P.139	400	11600	-2.148	8.76	0.15	2.88	26.47	14.58	1.82	0.00043	0.0223	1.39	36.742	88.278	meluber
31	P.143	400	12000	-2.206	9.74	0.15	3.35	34.31	16.51	2.08	0.00043	0.0212	1.60	54.758	88.278	meluber
32	P.147	400	12400	-1.223	12.58	0.17	2.82	36.83	18.30	2.01	0.00043	0.0275	1.21	44.428	88.278	meluber
33	P.150A	400	12800	-1.378	14.95	0.14	3.45	53.24	21.92	2.43	0.00043	0.0277	1.36	72.413	88.278	meluber

Redesain dilakukan dengan memperlebar penampang saluran. Setelah dilakukannya redesign ini diharapkan saluran mampu menampung debit Q rencana, sehingga tidak terjadi genangan di wilayah Pucangan.

Untuk perencanaan Redesain Saluran yang meluber ditentukan dengan cara “*TRIAL AND ERROR*”, berikut adalah contoh perhitungan redesign pada *cross* P1 Saluran Pucangan.



Gambar 4.3. Gambar Penampang Existing Saluran Normalisasi

Data Saluran :

- Kemiringan dasar saluran rata- rata(I) = 0,00043
- Lebar saluran direncanakan (b) = 23 m
- Kemiringan talud (m) = 1,25
- Koef. Kekasaran Manning = 0,0235
- Debit Rencana (Qr) = 88,278 m³/detik

$$Q = V \cdot A$$

$$V = \frac{Q}{A}, V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$m = 1,25$$

$$\begin{aligned} A &= (b + m \cdot H) H \\ &= (23 + 1,25 \cdot H) H \\ &= 23H + 1,25H^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P &= b + 2H \sqrt{1 + m^2} \\
 &= 23 + 2H \sqrt{1 + 1,25^2} \\
 &= 23 + 2H \sqrt{1 + 1,25^2} \\
 &= 23 + 2H \sqrt{2,56} \\
 &= 23 + 3,2H
 \end{aligned}$$

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} = \frac{Q}{A}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{0,0235} \left(\frac{23H + 1,25H^2}{23 + 3,2H} \right)^{2/3} \cdot 0,00043^{1/2} &= \frac{88,278}{23H + 1,25H^2} \\
 0,88 \cdot \left(\frac{23H + 1,25H^2}{23 + 3,2H} \right)^{2/3} &= \frac{88,278}{23H + 1,25H^2}
 \end{aligned}$$

Selanjutnya dengan menggunakan cara *trial and eror* dengan nilai $H = 2,4$ m

$$\begin{aligned}
 0,88 \cdot \left(\frac{23 \cdot 2,4 + 1,25 \cdot 2,4^2}{23 + 3,2 \cdot 2,4} \right)^{2/3} \cdot 0,00043^{1/2} \\
 = \frac{88,278}{23 \cdot 2,4 + 1,25 \cdot 2,4^2}
 \end{aligned}$$

$$1,41 \text{ m/detik} = 1,41 \text{ m/detik} ; (\text{OK})$$

Kontrol

$$Q = V \cdot A$$

$$Q = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot (b + m \cdot H) H$$

$$\begin{aligned}
 Q &= 0,88 \cdot \left(\frac{23 \cdot 2,4 + 1,25 \cdot 2,4^2}{23 + 3,2 \cdot 2,4} \right)^{2/3} \cdot 0,00043^{1/2} \\
 &\cdot ((23 \cdot 2,4) + (1,25 \cdot 2,4^2))
 \end{aligned}$$

$$Q = 89 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Selanjutnya perhitungan redesain dapat dilihat pada Tabel 4.19.

Tabel 4.19 Redesain Saluran

No.	Cross Sal. Pucangan	L (m)	L Kumulatif (m)	Elevasi Dasar Saluran (m)	Existing Saluran			A (m ²)	P (m)	R (m)	I (m)	n	v (m/detik)	Q _{fc} (m ³ /detik)	Q _r (m ³ /detik)	Status
					b (m)	m	H (m)									
2	P.1	400	400	4.623	23.00	1.25	2.40	62.52	30.70	2.04	0.00043	0.0235	1.42	89.000	88.278	aman
3	P.5	400	800	4.594	12.00	0.75	3.46	50.45	20.64	2.44	0.00043	0.0214	1.76	89.000	88.278	aman
4	P.9	400	1200	4.966	15.50	1.00	2.88	52.99	23.65	2.24	0.00043	0.0212	1.68	89.000	88.278	aman
5	P.13	400	1600	4.989	11.00	1.00	3.42	49.34	20.68	2.39	0.00043	0.0206	1.80	88.999	88.278	aman
6	P.17	400	2000	4.025	11.50	0.67	3.47	47.94	19.85	2.42	0.00043	0.0202	1.86	89.000	88.278	aman
7	P.21	400	2400	4.541	11.50	0.94	3.37	49.46	20.76	2.38	0.00043	0.0206	1.80	89.000	88.278	aman
8	P.25	400	2800	3.882	12.50	0.96	3.38	53.31	21.88	2.44	0.00043	0.0226	1.67	89.000	88.278	aman
9	P.29	400	3200	4.228	12.50	0.99	3.35	52.95	21.92	2.42	0.00043	0.0223	1.68	89.000	88.278	aman
10	P.33	400	3600	3.223	13.00	0.72	3.30	50.66	21.12	2.40	0.00043	0.0212	1.76	89.000	88.278	aman
11	P.37	400	4000	2.982	18.00	0.49	3.24	63.49	25.22	2.52	0.00043	0.0275	1.40	89.000	88.278	aman
12	P.41	400	4400	3.183	17.50	1.00	3.14	64.91	26.39	2.46	0.00043	0.0277	1.37	88.999	88.278	aman
13	P.45	400	4800	2.650	15.50	0.87	3.41	63.07	24.55	2.57	0.00043	0.0277	1.41	89.000	88.278	aman
15	P.53	400	5600	1.971	11.50	1.00	3.60	54.39	21.69	2.51	0.00043	0.0235	1.64	89.000	88.278	aman
20	P.73	400	7600	0.053	14.50	0.66	3.06	50.47	21.82	2.31	0.00043	0.0206	1.76	89.000	88.278	aman
22	P.81	400	8400	-0.806	9.00	0.51	4.44	49.96	18.96	2.63	0.00043	0.0223	1.78	89.000	88.278	aman
23	P.85	400	8800	-0.064	9.00	0.66	4.38	52.12	19.50	2.67	0.00043	0.0235	1.71	89.000	88.278	aman
27	P.117	400	10400	-0.877	12.00	0.45	3.52	47.82	19.72	2.42	0.00043	0.0202	1.86	89.000	88.278	aman
28	P.125	400	10800	-1.174	11.00	0.54	3.70	48.16	19.42	2.48	0.00043	0.0206	1.85	88.999	88.278	aman
29	P.133	400	11200	-0.730	11.50	0.73	3.67	52.02	20.58	2.53	0.00043	0.0226	1.71	89.000	88.278	aman
30	P.139	400	11600	-2.148	19.00	0.15	2.86	55.63	24.79	2.24	0.00043	0.0223	1.60	88.999	88.278	aman
31	P.143	400	12000	-2.206	15.00	0.15	3.30	51.19	21.68	2.36	0.00043	0.0212	1.74	89.000	88.278	aman
32	P.147	400	12400	-1.223	23.50	0.17	2.81	67.33	29.20	2.31	0.00043	0.0275	1.32	88.999	88.278	aman
33	P.150A	400	12800	-1.378	18.00	0.14	3.43	63.44	24.93	2.54	0.00043	0.0277	1.40	88.999	88.278	aman



BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1

Kesimpulan

1. Setelah dilakukan perhitungan dengan metode Hidrograf Nakayasu didapat debit banjir pada Saluran Pucangan sebesar $88,278 \text{ m}^3/\text{detik}$
2. Setelah dilakukan perhitungan dengan cara *fullbank capacity* pada setiap ruas diketahui bahwa beberapa ruas di Saluran Pucangan meluber
3. Untuk mengatasi genangan dilakukan normalisasi dengan cara pelebaran saluran

Tabel 5.1 Hasil Perhitungan Saluran Normalisasi

Cross Sal. Pucangan	Saluran Redesain		
	b (m)	m	H (m)
P.1	22.7404	1.25	2.42
P.5	11.9836	0.75	3.46
P.9	15.2462	1	2.91
P.13	10.826	1	3.45
P.17	11.1125	0.67	3.54
P.21	11.1402	0.94	3.43
P.25	12.3316	0.96	3.41
P.29	12.1504	0.99	3.4
P.33	12.7734	0.72	3.33
P.37	17.8428	0.49	3.26
P.41	17.4421	1	3.15
P.45	15.149	0.87	3.46
P.53	11.2079	1	3.65
P.73	14.0181	0.66	3.12
P.81	8.92022	0.51	4.46
P.85	8.93586	0.66	4.4
P.117	11.8991	0.45	3.54
P.125	10.9741	0.54	3.71
P.133	11.0209	0.73	3.76
P.139	18.847	0.15	2.88
P.143	14.7275	0.15	3.35
P.147	23.36	0.17	2.82
P.150A	17.8804	0.14	3.45

5.2 Saran

1. Untuk pembangunan ulang saluran agar segera dilakukan mengingat banjir yang terjadi dapat mengganggu lingkungan dan aktifitas masyarakat.
2. Penanggulangan banjir di atas adalah bersifat teknis, kemudian tidak kalah pentingnya adalah penanggulangan banjir yang bersifat non teknis, antara lain tentang penyuluhan akan larangan pembuangan sampah ke saluran yang mengakibatkan penyumbatan aliran dan sedimentasi.
3. Hal yang perlu diperhatikan adalah pemeliharaan terhadap sarana dan prasarana yang berkaitan dengan drainase berupa saluran dan rumah pompa agar dapat berfungsi sampai batas umur yang telah direncanakan.

DAFTAR PUSTAKA

Soewarno. 1995. Hidrologi Aplikasi Metode Statistik Jilid 1. Bandung. Penerbit Nova.

Soewarno. 1995. Hidrologi Aplikasi Metode Statistik Jilid 2. Bandung. Penerbit Nova.

Suripin. 2003. Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan. Semarang. Megister Teknik Sipil Program Pasca Sarjana Universitas Diponegoro.

Madsuki, H. S. 1998. Drainase Pemukiman (Hand Book). Bandung. Institut Teknologi Bandung.



JUDUL PROYEK AKHIR

PERENCANAAN DAN PERHITUNGAN ULANG
SALURAN DRAINASE KALI PUCANGAN
SIDOARJO - JAWA TIMUR

DOSEN PEMBIMBING

EDY SUMIRMAN, ST., MT
NIP. 19581212 198701 1 001

MAHASISWA

RENDY WAHYUDI
NRP. 31090 30 085

JUDUL GAMBAR

CATCHMENT AREA PUCANGAN

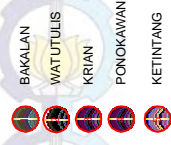
SKALA

1 : 130.000

KETERANGAN

Batas Kabupaten
Sungai

STASIUN HUJAN YANG BERPENGARUH :

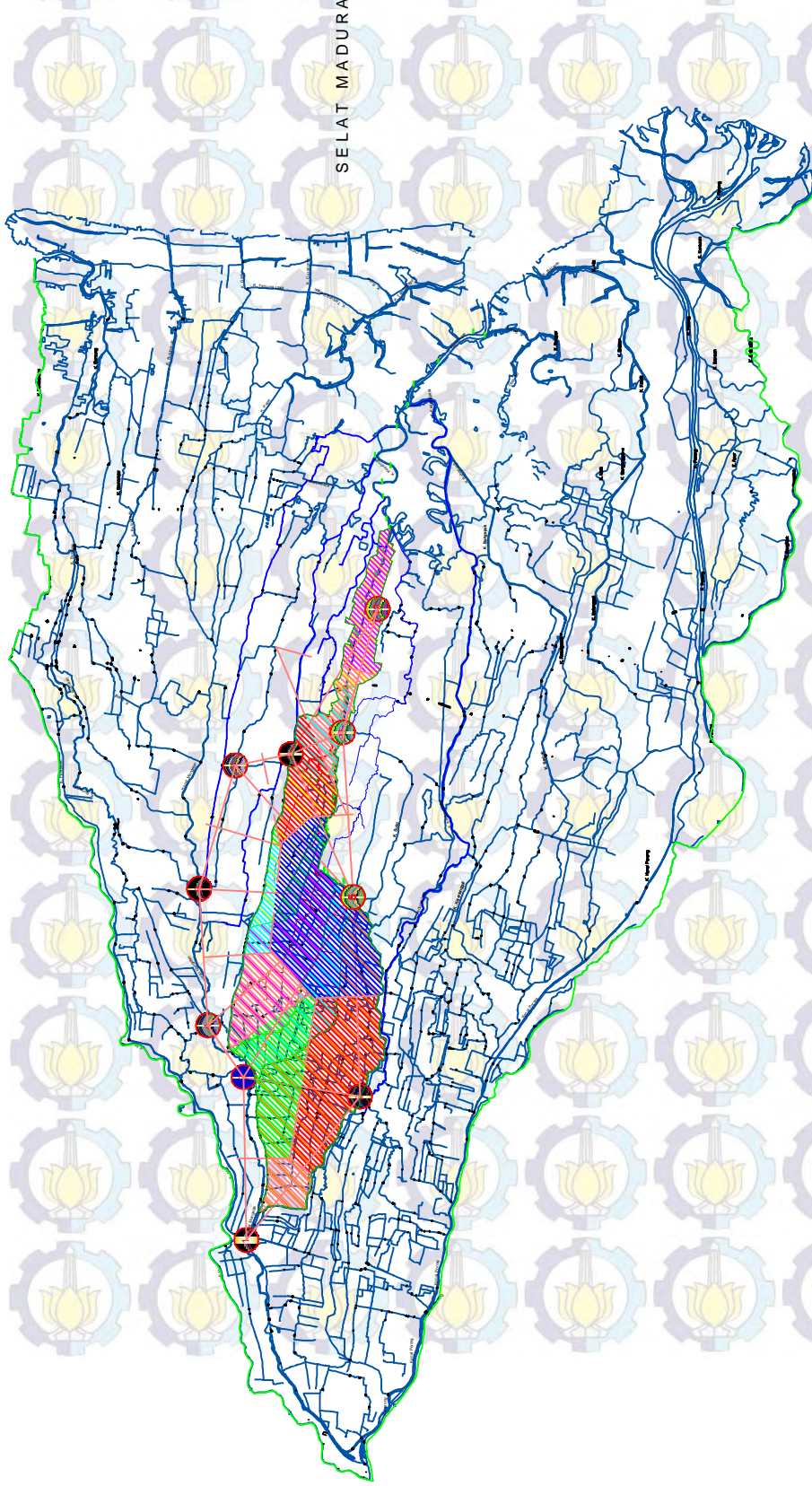


NOMOR LEMBAR

1

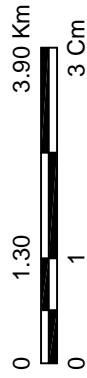
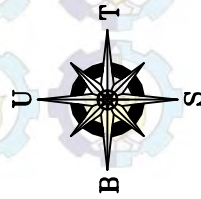
JUMLAH LEMBAR

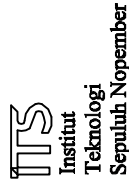
1



DAS PUCANGAN

SKALA 1 : 130.000





PERENCANAAN DAN PERHITUNGAN ULANG
SALURAN DRAINASE KALI PUCANGAN
SIDOARJO - JAWA TIMUR

EDY SUMIRMAN, ST., MT
NIP. 19581212 198701 1 001

RENDY WAHYUDI
NRP. 31090 30 085

POTONGAN MELINTANG

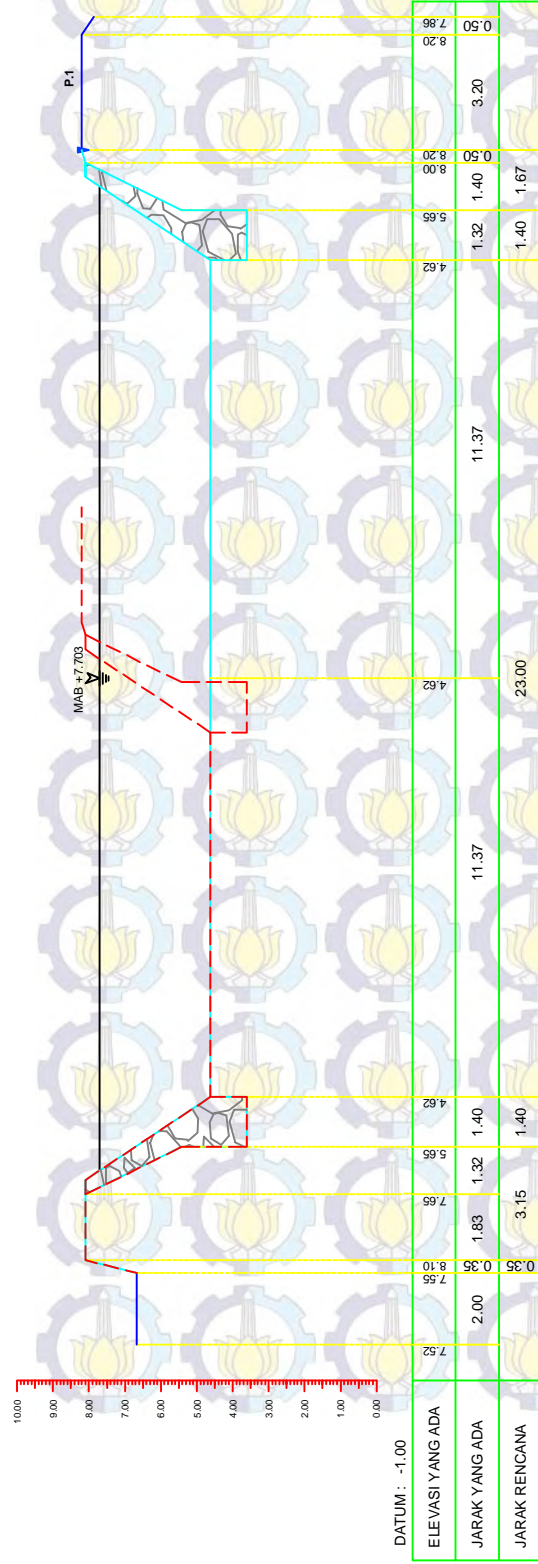
1:200

--- Saluran Existing

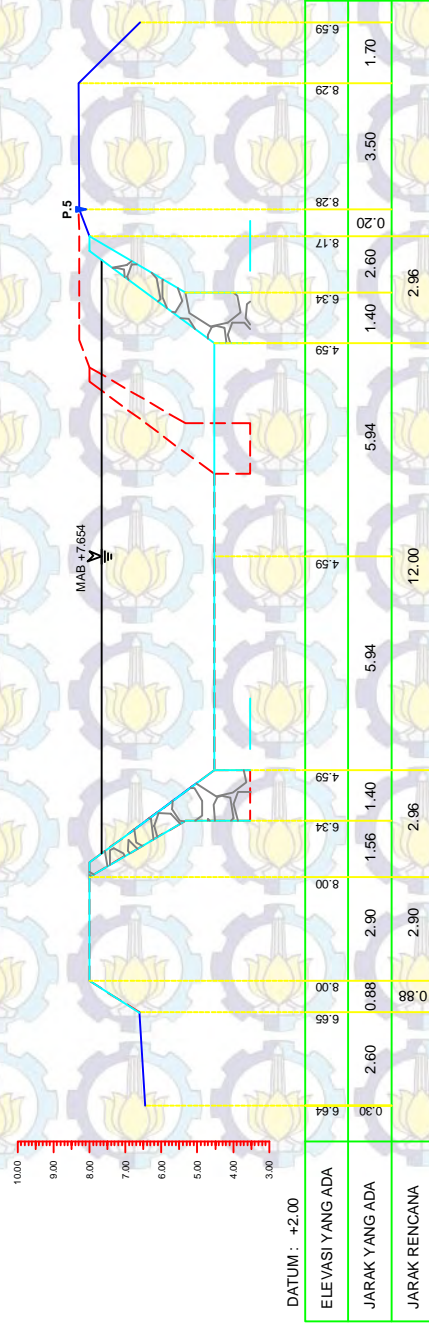
Saluran Rencana

JUMLAH LEMBAR

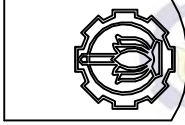
12



POTONGAN MELINTANG P.1
SKALA 1 : 200



POTONGAN MELINTANG P.5
SKALA 1 : 200



JUDUL PROYEK AKHIR

PERENCANAAN DAN PERHITUNGAN ULANG
SALURAN DRAINASE KALI PUCANGAN
SIDORARO - JAWA TIMUR

DOSEN PEMBIMBING

EDY SUMIRMAN, ST., MT
NIP. 19581212 198701 1 001

MAHASISWA

RENDY WAHYUDI
NRP. 31090 30 085

JUDUL GAMBAR

POTONGAN MELINTANG

SKALA

1 : 200

KETERANGAN

--- Saluran Existing

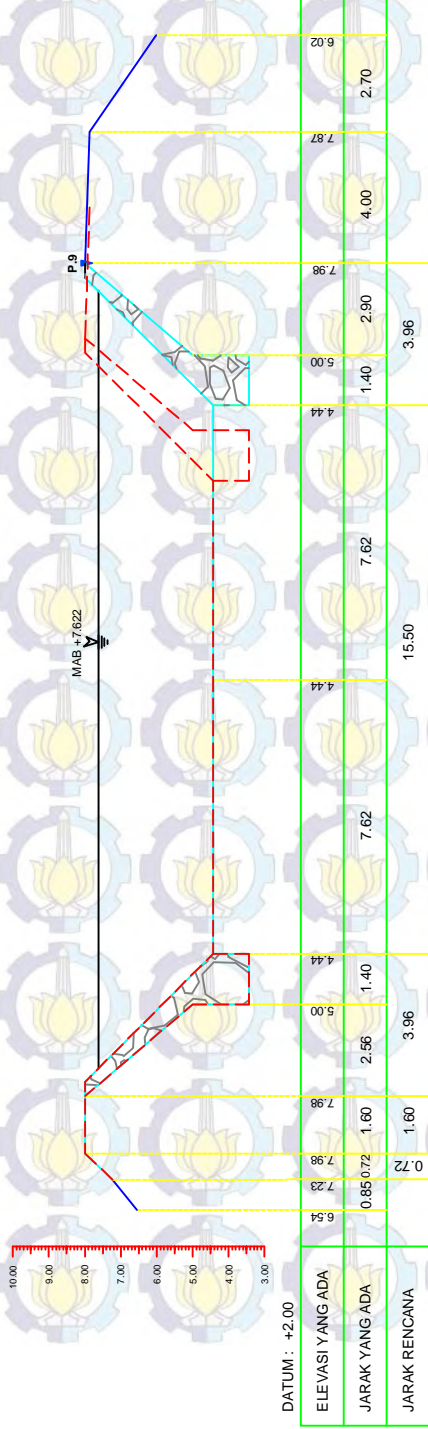
--- Saluran Rencana

NOMOR LEMBAR

JUMLAH LEMBAR

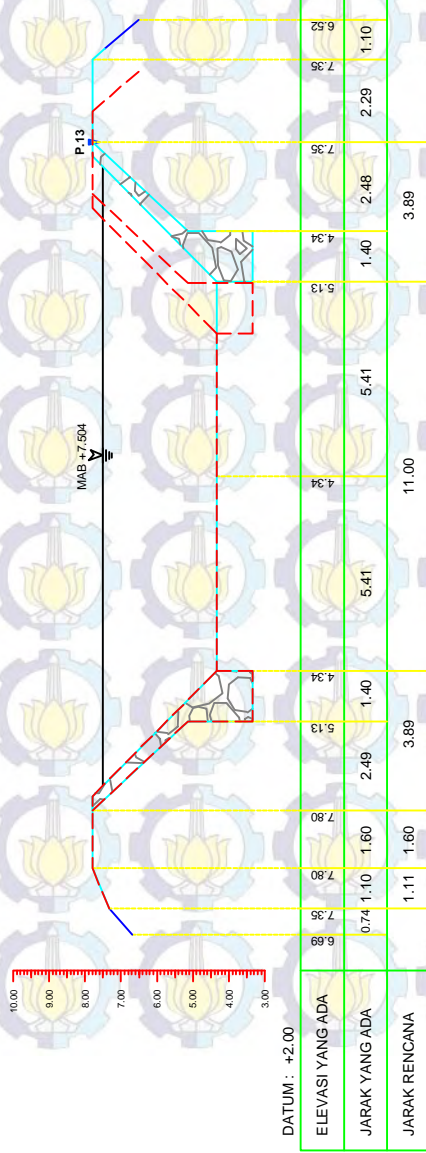
2

12



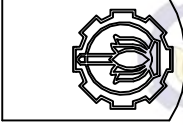
POTONGAN MELINTANG P.9

SKALA 1 : 200



POTONGAN MELINTANG P.13

SKALA 1 : 200



JUDUL PROYEK AKHIR

PERENCANAAN DAN PERHITUNGAN ULANG
SALURAN DRAINASE KALI PUCANGAN
SIDORARO - JAWA TIMUR

DOSEN PEMBIMBING

EDY SUMIRMAN, ST., MT
NIP. 19581212 198701 1 001

MAHASISWA

RENDY WAHYUDI
NRP. 31090 30 085

JUDUL GAMBAR

POTONGAN MELINTANG

SKALA

1 : 200

KETERANGAN

--- Saluran Existing

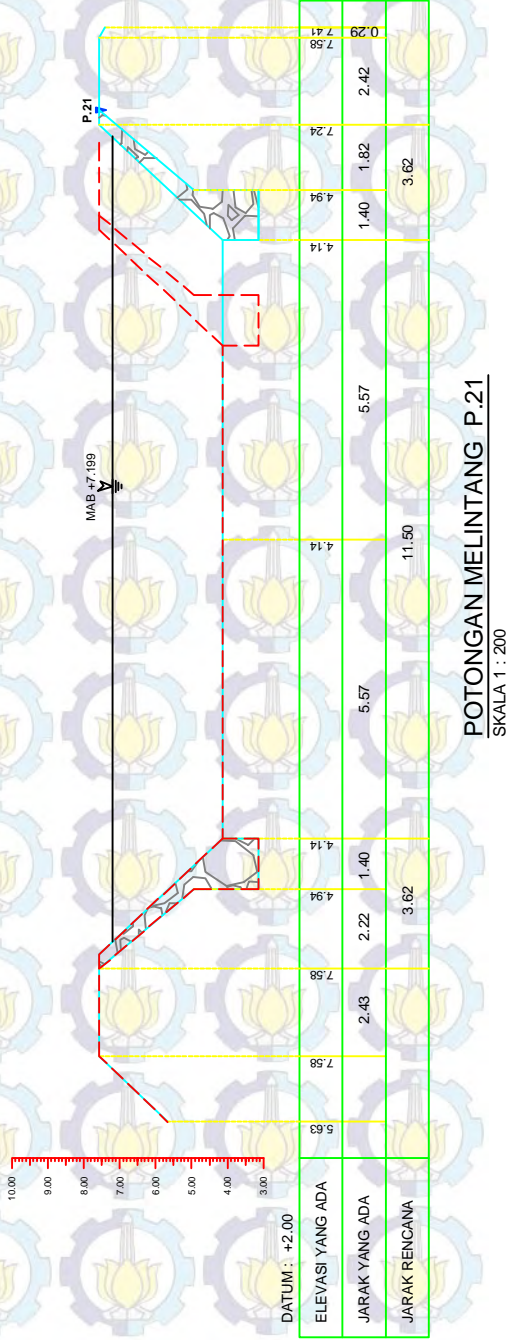
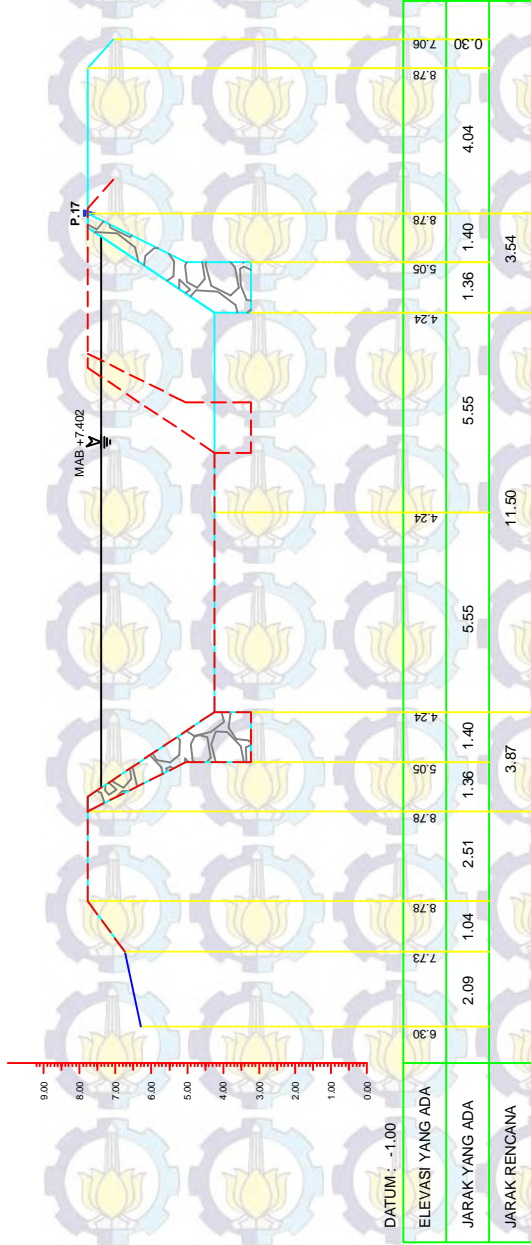
--- Saluran Rencana

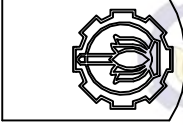
NOMOR LEMBAR

3

JUMLAH LEMBAR

12





JUDUL PROYEK AKHIR

PERENCANAAN DAN PERHITUNGAN ULANG
SALURAN DRAINASE KALI PUCANGAN
SIDORARO - JAWA TIMUR

DOSEN PEMBIMBING

EDY SUMIRMAN, ST., MT
NIP. 19581212 198701 1 001

MAHASISWA

RENDY WAHYUDI
NRP. 31090 30 085

JUDUL GAMBAR

POTONGAN MELINTANG

SKALA

1 : 200

KETERANGAN

--- Saluran Existing

--- Saluran Rencana

NOMOR LEMBAR

4

JUMLAH LEMBAR

12



DATUM : +2.00

ELEVASI YANG ADA	6.02	7.44	7.44	1.60	2.30	4.85	4.04	6.16	12.50	4.04	4.85	2.30	0.61
JARAK YANG ADA	0.72	1.60	2.30	1.40	1.40	4.85	1.40	6.16	12.50	4.04	4.85	2.30	0.61
JARAK RENCANA	3.69	3.69	3.69	3.69	3.69	3.69	3.69	3.69	3.69	3.69	3.69	3.69	3.69

POTONGAN MELINTANG P.25

SKALA 1 : 200

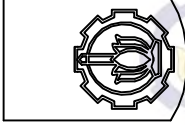


DATUM : +2.00

ELEVASI YANG ADA	5.81	7.33	7.33	1.60	2.37	4.74	3.94	6.07	12.50	4.23	3.94	1.40	3.07	2.27	7.33	0.34
JARAK YANG ADA	1.49	1.60	2.37	1.40	1.40	4.74	3.94	6.07	12.50	4.23	3.94	1.40	3.07	2.27	7.33	0.34
JARAK RENCANA	3.37	3.37	3.37	3.37	3.37	3.37	3.37	3.37	3.37	3.37	3.37	3.37	3.37	3.37	3.37	3.37

POTONGAN MELINTANG P.29

SKALA 1 : 200



JUDUL PROYEK AKHIR

PERENCANAAN DAN PERHITUNGAN ULANG
SALURAN DRAINASE KALU PUCANGAN
SIDORARO - JAWA TIMUR

DOSEN PEMBIMBING

EDY SUMIRMAN, ST., MT
NIP. 19581212 198701 1 001

MAHASISWA

RENDY WAHYUDI
NRP. 31090 30 085

JUDUL GAMBAR

POTONGAN MELINTANG

SKALA

1 : 200

KETERANGAN

--- Saluran Existing

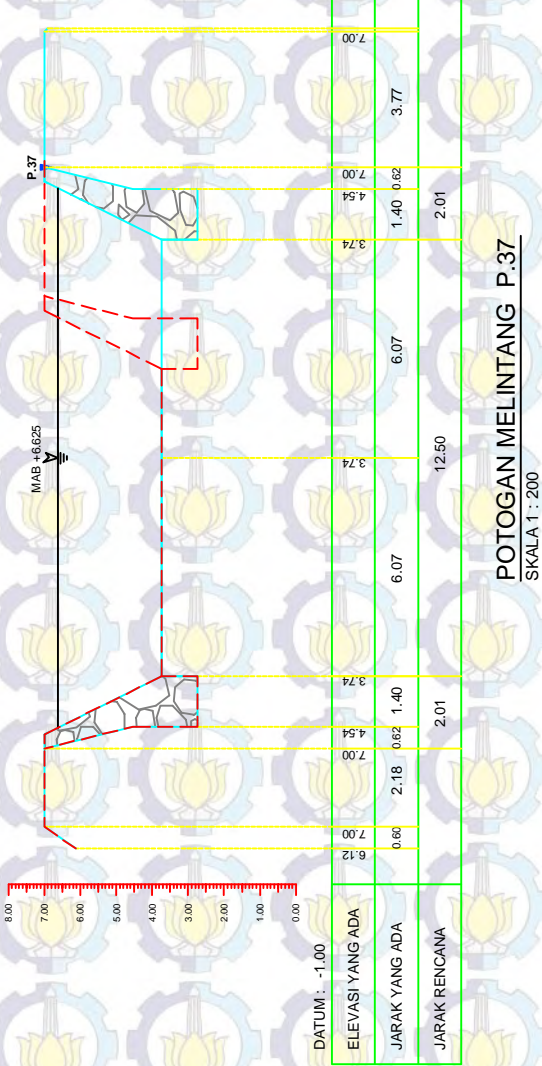
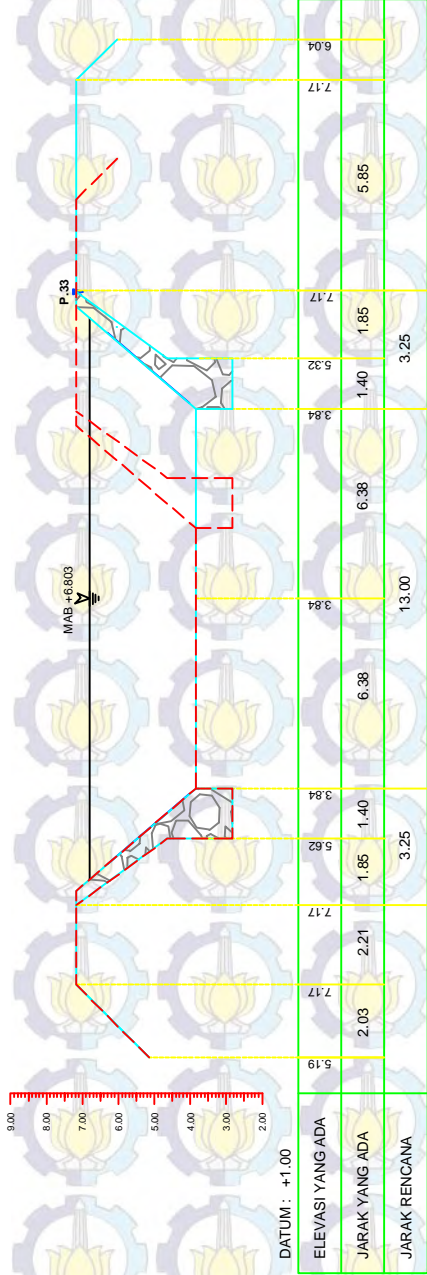
--- Saluran Rencana

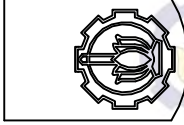
NOMOR LEMBAR

5

JUMLAH LEMBAR

12





JUDUL PROYEK AKHIR

PERENCANAAN DAN PERHITUNGAN ULANG
SALURAN DRAINASE KALI PUCANGAN
SIDORARO - JAWA TIMUR

DOSEN PEMBIMBING

EDY SUMIRMAN, ST., MT
NIP. 19581212 198701 1 001

MAHASISWA

RENDY WAHYUDI
NRP. 31090 30 085

JUDUL GAMBAR

POTONGAN MELINTANG

SKALA

1 : 200

KETERANGAN

--- Saluran Existing

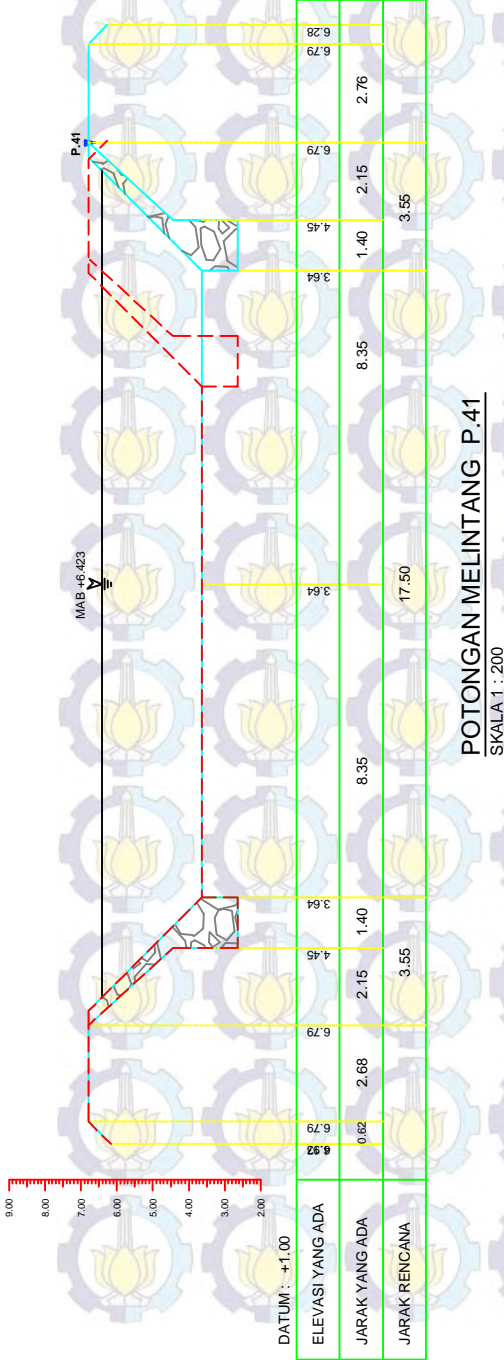
--- Saluran Rencana

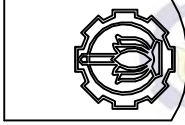
NOMOR LEMBAR

6

JUMLAH LEMBAR

12





JUDUL PROYEK AKHIR

PERENCANAAN DAN PERHITUNGAN ULANG
SALURAN DRAINASE KALI PUCANGAN
SIDORARO - JAWA TIMUR

DOSEN PEMBIMBING

EDY SUMIRMAN, ST., MT
NIP. 19581212 198701 1 001

MAHASISWA

RENDY WAHYUDI
NRP. 31090 30 085

JUDUL GAMBAR

POTONGAN MELINTANG

SKALA

1 : 200

KETERANGAN

--- Saluran Existing

--- Saluran Rencana

NOMOR LEMBAR

7

JUMLAH LEMBAR

12



DATUM : +1.00

ELEVASI YANG ADA	6.89	6.14	6.14	3.86	6.14	3.37	2.46	5.06	11.50	1.97	5.06	4.06	2.58	1.07	6.14	4.49
JARAK YANG ADA	1.45	3.86	6.14	2.58	1.40	3.37	2.46	5.06	11.50	1.97	5.06	4.06	2.58	1.07	6.14	4.49
JARAK RENCANA																

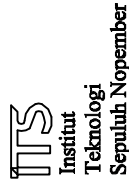
POTONGAN MELINTANG P.53
SKALA 1 : 200



DATUM : -5.00

ELEVASI YANG ADA	3.56	4.51	4.51	5.05	4.51	0.53	0.75	1.40	14.50	0.53	7.01	3.44	2.03	2.11	3.44	2.69
JARAK YANG ADA	0.95	5.05	4.51	2.03	1.40	0.53	0.75	1.40	14.50	0.53	7.01	3.44	2.03	2.11	3.44	2.69
JARAK RENCANA																

POTONGAN MELINTANG P.73
SKALA 1 : 200



PERENCANAAN DAN PERHITUNGAN ULANG
SALURAN DRAINASE KALI PUCANGAN
SIDOARJO - JAWA TIMUR

EDY SUMIRMAN, ST., MT
NIP. 19581212 198701 1 001

RENDY WAHYUDI
NRP. 31090 30 085

POTONGAN MELINTANG

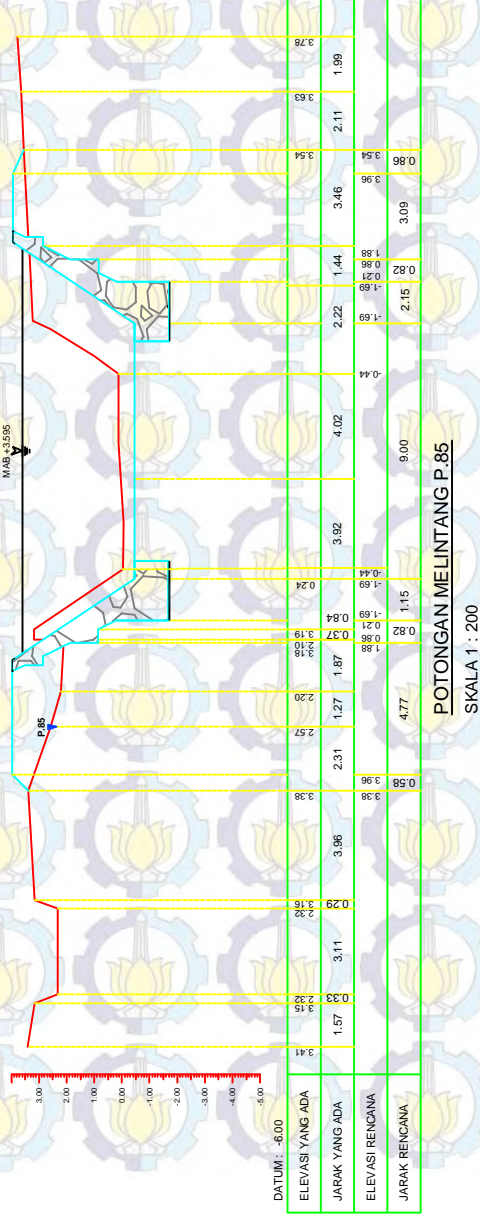
1:200

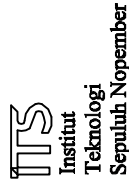
Saluran Existing

Saluran Rencana

JUMLAH LEMBAR

12





PERENCANAAN DAN PERHITUNGAN ULANG
SALURAN DRAINASE KALI PUCANGAN
SIDOARJO - JAWA TIMUR

EDY SUMIRMAN, ST., MT
NIP. 19581212 198701 1 001

RENDY WAHYUDI
NRP. 31090 30 085

POTONGAN MELINTANG

1:200

Saluran Existing

Saluran Rencana

NOMOR LEMBAR

JUMLAH LEMBAR

9

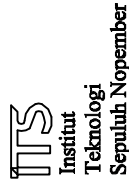
12



POTONGAN MELINTANG P.117
SKALA 1 : 200



POTONGAN MELINTANG P.125
SKALA 1 : 200



PERENCANAAN DAN PERHITUNGAN ULANG
SALURAN DRAINASE KALI PUCANGAN
SIDOARJO - JAWA TIMUR

EDY SUMIRMAN, ST., MT
NIP. 19581212 198701 1 001

RENDY WAHYUDI
NRP. 31090 30 085

POTONGAN MELINTANG

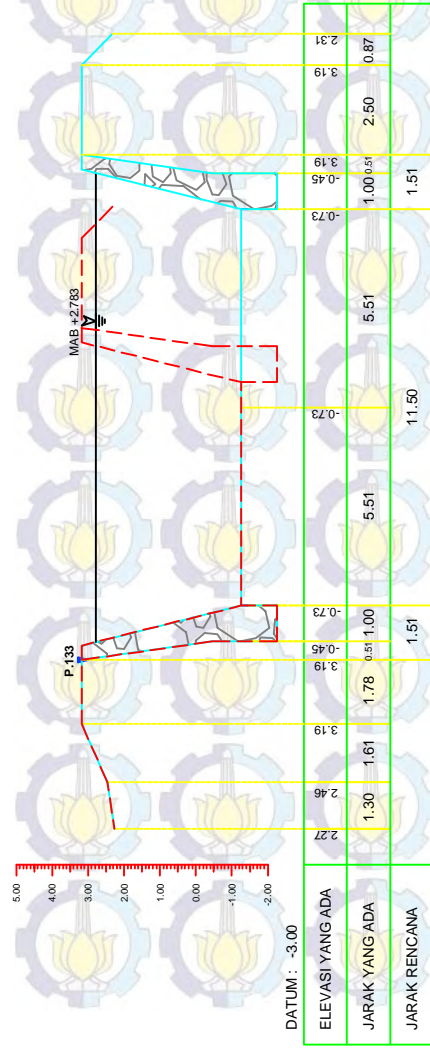
1:200

Saluran Existing

Saluran Rencana

JUMLAH LEMBAR

12





PERENCANAAN DAN PERHITUNGAN ULANG
SALURAN DRAINASE KALI PUCANGAN
SIDOARJO - JAWA TIMUR

EDY SUMIRMAN, ST., MT
NIP. 19581212 198701 1 001

RENDY WAHYUDI
NRP. 31090 30 085

POTONGAN MELINTANG

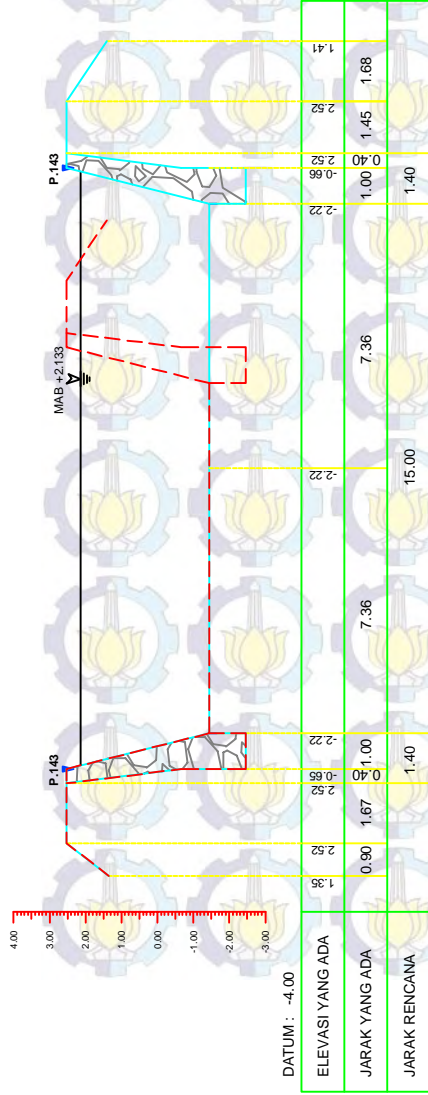
1:200

Saluran Existing

Saluran Rencana

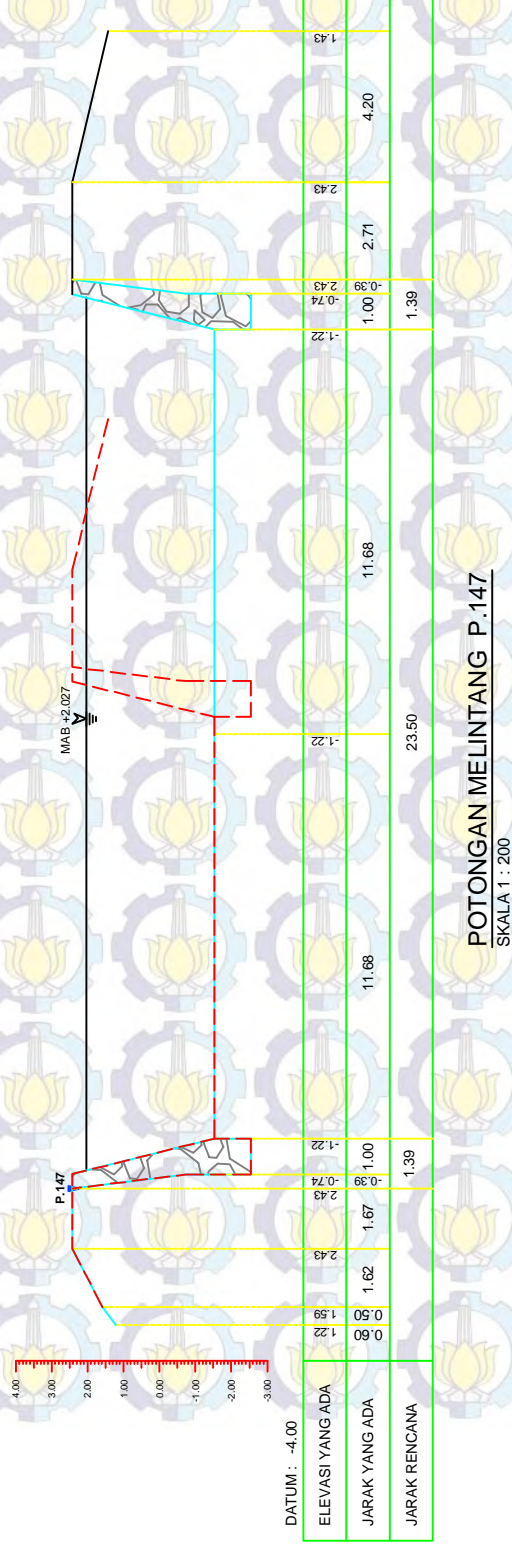
Jumlah Lembar

12



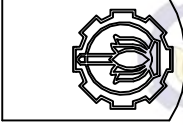
POTONGAN MELINTANG P.143

SKALA 1 : 200



POTONGAN MELINTANG P.147

SKALA 1 : 200



JUDUL PROYEK AKHIR

PERENCANAAN DAN PERHITUNGAN ULANG
SALURAN DRAINASE KALU PUCANGAN
SIDORARO - JAWA TIMUR

DOSEN PEMBIMBING

EDY SUMIRMAN, ST., MT
NIP. 19581212 198701 1 001

MAHASISWA

RENDY WAHYUDI
NRP. 31090 30 085

JUDUL GAMBAR

POTONGAN MELINTANG

SKALA

1 : 200

KETERANGAN

--- Saluran Existing

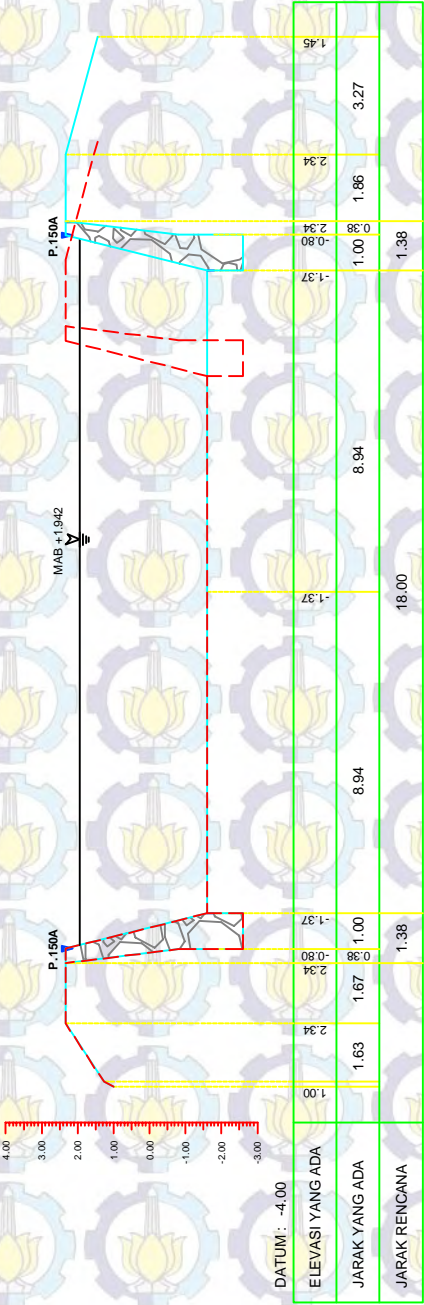
--- Saluran Rencana

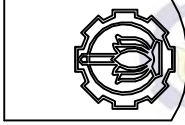
NOMOR LEMBAR

JUMLAH LEMBAR

12

12





JUDUL PROYEK AKHIR

PERENCANAAN DAN PERHITUNGAN ULANG
SALURAN DRAINASE KALU PUCANGAN
SIDORARO - JAWA TIMUR

DOSEN PEMBIMBING

EDY SUMIRMAN, ST., MT
NIP. 19581212 198701 1 001

MAHASISWA

RENDY WAHYUDI
NRP. 31090 30 085

JUDUL GAMBAR

POTONGAN MEMANJANG

SKALA

1 : 2000

KETERANGAN

- ELEVASI TANGGUL KIRI (m)
- ELEVASI TANGGUL KANAN (m)
- ELEVASI DASAR SALURAN (m)
- ELEVASI TANGGUL (m)
- ELEVASI MUKA AIR (m)
- ELEVASI DASAR (m)

NOMOR LEMBAR

JUMLAH LEMBAR

1

14

JEMBATAN



DATUM : 2.00 m

NAMA PATOK		P.1	P.1A	P.2
JARAK (m)		50.00	50.00	50.00
JARAK KUMULATIF (m)		0.00	50.00	100.00
ELEVASI TANGGUL KIRI (m)		8.000	8.000	8.000
ELEVASI TANGGUL KANAN (m)		8.000	8.000	8.000
ELEVASI DASAR SALURAN (m)		8.000	8.000	8.000
ELEVASI TANGGUL (m)		8.000	8.000	8.000
ELEVASI MUKA AIR (m)		8.000	8.000	8.000
ELEVASI DASAR (m)		8.000	8.000	8.000

POTONGAN MEMANJANG A4 s/d P.2

SKALA 1 : 2000

JEMBATAN

SUPLESI

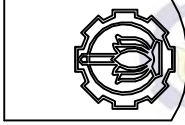


DATUM : 3.00 m

NAMA PATOK		P.2	P.3	P.4	P.5	P.6	P.7
JARAK (m)		50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00
JARAK KUMULATIF (m)		0.00	50.00	100.00	150.00	200.00	250.00
ELEVASI TANGGUL KIRI (m)		8.000	8.000	8.000	8.000	8.000	8.000
ELEVASI TANGGUL KANAN (m)		8.000	8.000	8.000	8.000	8.000	8.000
ELEVASI DASAR SALURAN (m)		8.000	8.000	8.000	8.000	8.000	8.000
ELEVASI TANGGUL (m)		8.000	8.000	8.000	8.000	8.000	8.000
ELEVASI MUKA AIR (m)		8.000	8.000	8.000	8.000	8.000	8.000
ELEVASI DASAR (m)		8.000	8.000	8.000	8.000	8.000	8.000

POTONGAN MEMANJANG P.2 s/d P.7

SKALA 1 : 2000



JUDUL PROYEK AKHIR

PERENCANAAN DAN PERHITUNGAN ULANG
SALURAN DRAINASE KALI PUCANGAN
SIDORARO - JAWA TIMUR

DOSEN PEMBIMBING

EDY SUMIRMAN, ST., MT
NIP. 19581212 198701 1 001

MAHASISWA

RENDY WAHYUDI
NRP. 31090 30 085

JUDUL GAMBAR

POTONGAN MEMANJANG

SKALA

1 : 2000

KETERANGAN

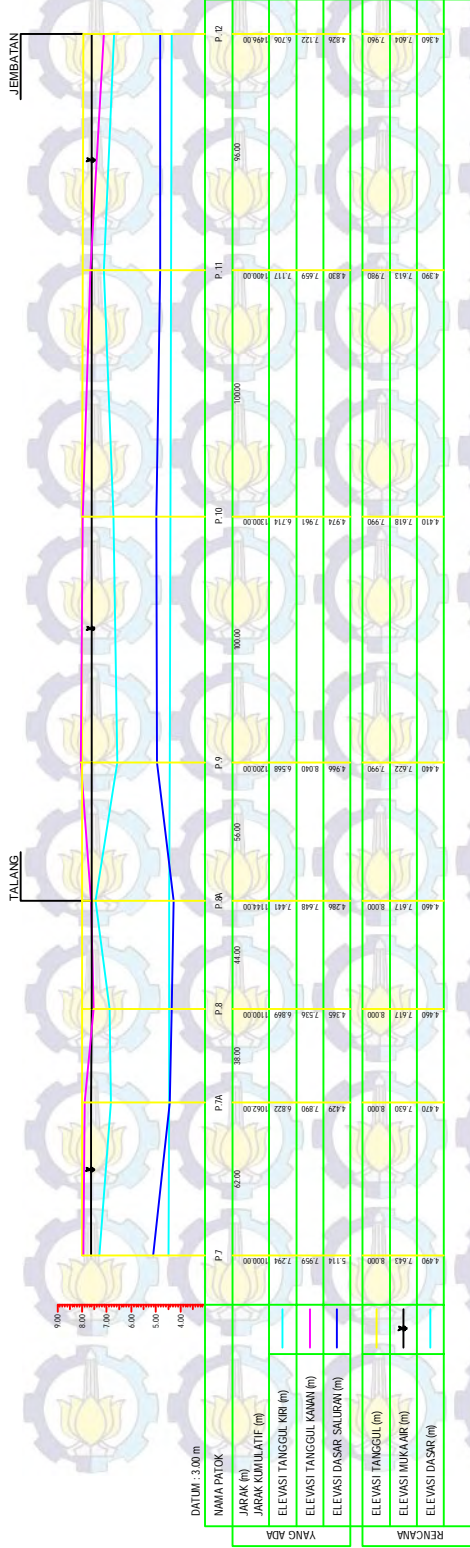
- ELEVASI TANGGUL KIRI (m)
- ELEVASI TANGGUL KANAN (m)
- ELEVASI DASAR SALURAN (m)
- ELEVASI TANGGUL (m)
- ELEVASI MUKA AIR (m)
- ELEVASI DASAR (m)

NOMOR LEMBAR

2

JUMLAH LEMBAR

14



POTONGAN MEMANJANG P.7 s/d P.12

SKALA VER 1 : 200, SKALA HOR 1 : 2000



POTONGAN MEMANJANG P.12 s/d P.16

SKALA 1 : 2000

PERENCANAAN DAN PERHITUNGAN ULANG
SALURAN DRAINASE KALI PUCANGAN
SINDOARIO, JAWA TIMUR

EDY SUMIRMAN, ST., MT
NIP. 19581212 198701 1 001

RENDY WAHYUDI
NRP 31090 30 085

POTONGAN MEMANJANG

1 : 2000

ELEVASI TANGGUL KIRI (m)

ELEVASI TANGGUL KANAN (m)

ELEVASI DASAR SALURAN (m)

ELEVASI TANGGUL (m)

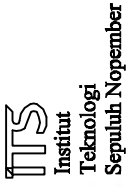
ELEVASI MUKA AIR (m)

ELEVASI DASAR (m)

Jumlah Lembar

14





PERENCANAAN DAN PERHITUNGAN ULANG
SALURAN DRAINASE KALI PUCANGAN
SIDOARJO - JAWA TIMUR

EDY SUMIRMAN, ST., MT
NIP. 19581212 198701 1 001

RENDY WAHYUDI
NRP. 31090 30 085

POTONGAN MEMANJANG

1 : 2000

ELEVASI TANGGUL KIRI (m)	
ELEVASI TANGGUL KANAN (m)	
ELEVASI DASAR SALURAN (m)	
ELEVASI TANGGUL (m)	
ELEVASI MUKA AIR (m)	
ELEVASI DASAR (m)	

4

14





Rendy Wahyudi, Penulis dilahirkan di Surabaya, 18 Oktober 1989, merupakan anak pertama dari tiga bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN Airlangga IV 201, Surabaya, SMPN 19 Surabaya, SMAN 17 Agustus 1945 Surabaya. Setelah lulus tahun 2008, Penulis mengikuti ujian masuk Diploma III Teknik Sipil ITS dan diterima tahun 2009, lalu terdaftar dengan NRP 3109.030.085. Di jurusan Diploma III Teknik Sipil ini penulis mengambil bidang studi Bangunan Air. Penulis pernah aktif dalam beberapa kegiatan seminar dan pelatihan yang diselenggarakan oleh Institut Teknologi Sepuluh Nopember. Penulis juga aktif dalam kegiatan organisasi kampus HIMA D3TEKSI FTSP-ITS (Himpunan Mahasiswa D3 Teknik Sipil FTSP-ITS) Selain itu penulis juga aktif dalam berbagai kepanitiaan di beberapa kegiatan yang ada selama menjadi mahasiswa di Institut Teknologi Sepuluh Nopember.